

Explosion schlagender Wetter am Wilhelm-Schachte der Kaiser Ferdinands-Nordbahn in Polnisch-Ostrau

vom 24. Juni 1884, und die Bewältigung des in deren Gefolge entstandenen Grubenbrandes.

Vortrag, gehalten am 18. Dezember 1886 im österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereine von Joh. Mayer, Ober-Ingenieur der Kaiser Ferdinands-Nordbahn in Polnisch-Ostrau.

(Mit Zeichnungen auf Taf. I.)

Zum besseren Verständnisse der im Nachstehenden besprochenen Katastrophe dürfte es erwünscht sein, über die Bau- und Flötzablagerungs-Verhältnisse des Polnisch-Ostrauer Nordbahnkohlenrevieres einige allgemeine Bemerkungen vorausszuschicken:

Wie aus der dargestellten Grundriss-Skizze, Fig. 1, Taf. I, zu ersehen, ist das Polnisch-Ostrauer Nordbahngrubenfeld in westlicher Richtung von den Baron Rothschild'schen Kohlengruben, bezw. dem Ostravicaflusse, in nördlicher und östlicher Richtung von den Grubenbauen des Grafen von Wilczek eingeschlossen. Der Ostravicafluss bildet zugleich die Grenze zwischen Mähren und Schlesien, bezw. hier, zwischen Mährisch-Ostrau und Witkowitz einerseits und Polnisch-Ostrau andererseits. Unmittelbar an dem das ganze Grubenfeld durchziehenden Lucinaflusse erhebt sich nördlich das Kohlengebirge zu Tage. Beide Flüsse bedingen die grossen Wasserzuflüsse des Revieres (40 m^3 pro Minute), welche die Gruben als die wasserreichsten der Ostrau-Karwiner Ablagerung gestalten. In südlicher Richtung ist das Feld von tertiären Tegel- und Sandschichten überlagert, deren Mächtigkeit nach Süden zunimmt, so dass die Hangendflötze zum grossen Theile weggewaschen sind.

Das Gesamtausmaass des bis nun belehten Grubenfeldes beträgt: 68 Grubenmassen und 16 Ueberschaaren, mit zusammen 335.9 ha Fläche. Für dieses ziemlich umfangreiche Grubenfeld bestehen dermal drei Einbaue, u. zw.:

a) Die älteste im Jahre 1845 vom Montan-Aerar angelegte Hermenegild-Doppelschachanlage mit dem 292.9 m tiefen Förder- und dem 297.4 m tiefen Wasserhaltungsschachte;

b) die 400 m westlich von dieser gelegene, im Jahre 1859 begonnene Wilhelm-Schachanlage mit dem dermal 283.9 m tiefen Förderschachte, in welchem zugleich bis zu der Teufe von 179.7 m eine Wetterschachtabtheilung von 2.0 m^2 Querschnitt hergestellt ist; endlich

c) die jüngste im Jahre 1869 im Abteufen begonnene und 750 m südöstlich vom Hermenegild-Schachte gelegene Jacob-Doppelschachanlage mit dem jetzt 196.7 m tiefen Förderschachte und dem 102.4 m tiefen Wetterschachte von 9.5 m^2 Querschnitt.

Ein in früheren Jahren bestandener 56.9 m tiefer Wetterofenschacht wurde aufgelassen; dagegen ist nun eine vierte grössere Doppelschachanlage im Südfelde geplant, da bei den bedeutenden Entfernungen ($3-4\text{ km}$) die Ausbeutung dieses Feldes von den im Norden ziemlich zusammengedrängten Schachanlagen nicht rationell erscheint und hiezu auch die Betriebsmittel der bestehenden Schächte nicht ausreichen würden.

Das Grubenfeld liegt so ziemlich in der Mitte der Mulde der Ostrauer Flötzablagerung; doch wird diese Mulde hier durch eine im Westen beginnende und im Osten immer grösser werdende Störung A, B, Fig. 1, die sogenannte saigere Partie, in der ganzen Breite des Feldes durchsetzt. Durch diese gewaltige Störung, welche die Flötze übereinander schiebt, siehe Fig. 2 und 3 im Profil, wird der nördliche Muldenflügel M, Fig. 1, künstlich abgeschlossen und bildet eine grössere Separatmulde.

Der Hermenegild-Schacht liegt zufällig mehr in der Mitte dieser Separatmulde, eignet sich daher besonders zur Wasserhaltung und Förderung.

Der Wilhelm-Schacht ist ziemlich ungünstig, gerade ober der Störung, Fig. 3, und zu nahe dem Hermenegild-Schachte angelegt, wohingegen der

Jacob-Schacht in den östlichen Flügel des langgestreckten und ziemlich regelmässig abgelagerten gehobenen Muldentheiles N, Fig. 1, fällt.

Alle drei Schächte sind in den durch die Tegelüberlagerung durchteuften Partien bis zum festen Kohlengebirge mit Klinkerziegeln wasserdicht gemauert. Speziell der Wilhelm-Schacht steht bis zum I. Wetterhorizonte, siehe Fig. 3, in einer Teufe von 86.7 m in Mauerung, ferner ein Theil von 16 m Länge in der Gebirgsstörung am IV. 132.4 m tiefen Horizonte. Die Ausführung dieser Schacht- und Füllortsmauerung hat schon bei dem seinerzeitigen Abteufen des Schachtes aussergewöhnliche Schwierigkeiten bereitet.

Der Schacht enthält neben den beiden Förderabtheilungen ein Wettertrum, welches letztere durch einen in Cement gemauerten Wetterscheider von den Fahrabtheilungen abgegrenzt wird, Fig. 5. In den oberen Schachttheilen ist die Mauer 30 cm stark und ruht auf Gurten, die in Abständen von 10 m angebracht sind.

Unter dem IV. Horizonte bis herab zum tiefsten Wetterabzughorizonte (dem Mittelhorizonte bei 179.7 m Teufe) ist nur eine 15 cm Cementmauer, die auf I-Eisenträgern aufruht, welche in Abständen von 2 m in den festen Schachstössen verlagert sind. Der tiefere Schachttheil ist auf diesem Horizonte gegen das Wettertrum durch eine solide wetterdichte Bühne B, Fig. 3, abgeschlossen.

Der Betrieb auf allen drei Schächten wurde bis nun als ein einheitlicher behandelt.

Die gemeinschaftliche Wasserhaltung besorgen zwei je 250 und 300 e direkt wirkende Wasserhebmaschinen im Hermenegild-Wasserhaltungsschachte, von denen eine als Reserve dient.

Die Wetterführung wurde unterhalten durch einen 7.0 m Guibal- und einen 3.0 m Rittinger-Ventilator am Jacob-

Wetterschachte, ferner durch einen 2.5 m Rittinger-Ventilator und einen Körting'schen Exhaustor am Wilhelm-Schachte. Auch hier war der zweite Motor nur als Reserve bestimmt. Bemerken möchte ich hier, dass im Vorjahre der Rittinger-Ventilator am Wilhelm-Schachte durch einen 9.0 m Kley-Ventilator ersetzt wurde, dessen Bau übrigens schon vor der Katastrophe bewilligt und eingeleitet worden war.

Die Förderung besorgen alle drei Schächte und können sich auch gegenseitig unterstützen. Die unterirdischen Baue stehen nahezu auf allen Horizonten und in allen Flötzen mit den Schächten in Kommunikation, wie dies eben die gemeinschaftliche Wasserlosung und die einheitliche Wetterführung bedingte.

Von den in dem hierortigen Grubenfelde vorkommenden abbauwürdigen Flötzen sind die Hangendflötze, siehe Fig. 2, Profil, theils vom Hermenegild-Schachte, theils vom Wilhelm-Schachte aus, bis auf die belassenen Schacht- und Lucina-Sicherheitspfeiler bereits abgebaut, u. zw.:

- a) Das 0.60 m Fundflötz von nur sehr geringer Ausdehnung;
 b) das 1.25 m Zweite Flötz;
 c) „ 1.10 m Maiflötz;
 d) „ 0.6—0.8 m Francisci-Flötz;
 e) „ 1.60 m Josefi-Flötz, und zum grössten Theile

f) das 1.10 m Kronprinzflötz.

Von den tieferen Flötzen wird dermal bebaut:

- g) Das 3.8—4.0 m Johann-Flötz.

Die muldenförmige Lagerung bedingt es, dass die tieferen Flötze eine immer grössere Ausdehnung gewinnen, so zwar, dass einzelne Partien desselben Flötzes in den Bereich aller drei Schächte fallen, und je nach der sich günstiger gestaltenden Abförderung dann von allen Schächten bebaut werden.

Von den noch liegenderen Flötzen wird dermal im gehobenen östlichen Muldenflügel N, Fig. 1:

- h) Das 1.1 m Juno-Flötz; ferner
 i) „ 0.6—0.8 m Urania-Flötz;
 k) „ 1.3—1.5 m XIIer Flötz;
 l) „ 0.9 m Xer Flötz, und
 m) „ 1.1 m IXer Flötz vom Jacob-Schachte aus vorgerichtet und bebaut.

Die Förderung des Revieres betrug im Jahre 1883 rund 3,000.000 q oder annähernd 1,000.000 q pro Förderschacht; bei einem Mannschaftsstande (mit inkl. des Tag- und Verladepersonales) von 1206 Individuen, worunter 920 Grubenarbeiter.

In der vorliegenden Situationsskizze, Fig. 1, sind drei der um den Hermenegild- und Wilhelm-Schacht abgebauten Flötze mit den äussersten Umrissen der Abbaue dargestellt, u. zw.:

Das Maiflötz, das Josefi-Flötz und das Kronprinzflötz.

Die ziemlich bedeutenden Abbauräume dieser und der andern hier nicht dargestellten abgebauten Flötze standen sowohl mit den Schächten wie untereinander vielfach in Kommunikation, wie dies die früher übliche Bewetterung des alten Mannes erheischte. Als jedoch in dem hierortigen

Grubenreviere in den alten Abbauräumen Grubenbrände durch Selbstentzündung der Kohle entstanden sind — was man in früherer Zeit bei der Beschaffenheit der hiesigen schwer entzündlichen, backenden Kohle und bei dem rein geführten Abbaue für unmöglich gehalten hatte — habe ich es für dringend erachtet, alle diese offenen Räume gegen die Schächte abzdämmen, wobei nur die nöthigsten, doch leicht verschliessbaren Kommunikations-Oeffnungen in den Dämmen belassen wurden. Aus demselben Grunde wurden auch bei allen im Betriebe gestandenen Flötzen zur Isolirung der einzelnen Flötzpartien und zur Sicherung der Schächte und der Mannschaft die umfassendsten Vor-sorgen getroffen.

Um die Ausdehnung dieser Isolirungsarbeiten annähernd beurtheilen zu können, sei erwähnt, dass die Kosten für die Abdämmungen und sonstigen zur Abgrenzung der einzelnen Flötzabtheilungen und Herstellung getrennter Wetterwege durchgeführten Mauerungen betragen haben:

Im Jahre 1883	fl. 7.590
„ „ 1884 bis zum Ausbruche der Katastrophe	„ 12.050
in Summa	fl. 19.640

Leider waren die beabsichtigten Arbeiten noch nicht alle beendet, dennoch aber soweit fortgeschritten, dass nach Ausbruch der Wilhelm-Schächter Katastrophe in diesem vielfach ineinandergreifenden Grubenkomplexe an die Abschliessung der beiden anderen Schächte überhaupt noch gedacht werden konnte.

In dieser für das Revier so kritischen Zeitperiode bewegten sich die Wilhelm-Schächter Betriebe in der gehobenen Partie des mächtigen Johann-Flötzes, Fig. 3 und 4, ferner in der tieferen westlichen Partie desselben Flötzes und zum Theile im Kronprinzflötze.

Die erstere Flötzpartie, in Fig. 4 im Grundriss dargestellt, wurde vom Wilhelm-Schachte aus mit frischen Wettern versehen, die am VI. 189.9 m tiefen Horizonte einfielen (ca. 6.0 m³ pro Secunde) und sich hier in die von einander isolirten Baufelder I bis V theilten.

Die in der Wetterabzugsstrecke W W, Fig. 4, wieder vereinigten Theilwetterströme wurden direkt zum Wettertrumme des Wilhelm-Schachtes abgeleitet. Die beiden anderen vorgenannten und vom Wilhelm-Schachte bebauten Flötzpartien erhielten ihre Wetter vom Hermenegild-Schachte, welche aber gleichfalls der Wilhelm-Schächter Ventilator aufnahm. Ausserdem mündeten in das Wettertrum: Die Abzugwetter aus allen abgebauten Räumen (dem alten Manne), der Hangendflötze (Mai-, Francisci-, Josefi-, und Kronprinzflötz) am I., IV. und Mittelhorizonte, welche alten Räume wieder theils vom Hermenegild-Schachte, theils vom Wilhelm-Schachte bewettert wurden. Ein weiterer am VII. 224.0 m tiefen Horizonte des Wilhelm-Schachtes einfallender Wetterstrom diente zur Bewetterung der Jacob-Schächter Hangendflötze, von dem nur ein kleiner Theilstrom durch ein 26 cm Bohrloch B, Fig. 3 und 4, zu der vorbesprochenen Partie des mächtigen Johann-Flötzes abzweigte, der zur Bewetterung eines zu eröffnenden VI. Baufeldes dienen sollte.

Wie man aus diesen flüchtigen Andeutungen ersieht, hat hier ein Ineinandergreifen des ganzen Wetterlosungs-

systems platzgegriffen, das einestheils die Lagerungsverhältnisse berücksichtigte, andernteils durch Schaffung vieler voneinander isolirter Theilwetterströme den weitgehendsten Schutz für die Grubenmannschaft bezweckte und auch thatsächlich gewährte. Jedes Baufeld war durch solide Wetterthüren, eventuell durch Ziegelcementdämme von den anderen Abtheilungen isolirt. Zu jeder Bauabtheilung wurde ein bestimmtes Wetterquantum zugeleitet, das nach der Anzahl der beschäftigten Mannschaft und nach der Menge der sich entwickelnden Gase in der Art regulirt wurde, dass die abziehenden Wetterströme nur unschädliche Schlagwettergemische, in der Regel selbst mit der empfindlichen Pieler-Lampe nicht erkennbare Gasmengen abführten. Nur bei einem rapiden Sinken des Luftdruckes wurden aus dem ausgedehntesten Baufelde III, Fig. 4 (dem alten Manne), Schlagwetter in reichlicher Menge in die Wetterstrecke *W W* gedrängt, worüber hierorts damals eingehende Beobachtungen angestellt wurden.

Die bedeutendsten Schlagwetter-Entwicklungen sind noch in den schwebenden Vorrichtungsbetrieben des Baufeldes V, Fig. 4, aufgetreten, wo sich in den bis an die Tegelüberlagerung fortgesetzten Betrieben häufig auch Gasbläser einstellten, aus welcher Rücksicht die Schiessarbeit (trotz der härtesten Kohle dortselbst) zum grossen Theile eingestellt werden musste.

Ueber unsere Bestrebungen, die Schiessarbeit durch andere Hilfsmittel, den Levet'schen Brechkeil und comprimirt Kalkpatronen, zu ersetzen, habe ich in der Oesterreichischen Zeitschrift vom Jahre 1883 berichtet.

Eine ganz besondere Aufmerksamkeit wurde den Gasansammlungen im alten Manne gewidmet. Haben sich in einem Baufelde nur einmal Spuren von Schlagwettern gezeigt, so war fortan in den obersten Abbau-Orten die Schiessarbeit eingestellt.

In dem Baufelde I, wo am 24. Juni 1884, 11 Uhr Vormittags, die Explosion schlagender Wetter durch einen in dem obersten Abbaue *E*, Fig. 4, abgefeuerten Pulverschuss (Petalit) veranlasst wurde, sind vordem niemals mit der Sicherheitslampe erkennbare Schlagwetter beobachtet worden, und war darum die Schiessarbeit bei Einhaltung der üblichen Vorsichtsmaassregeln gestattet.

Diese Vorsichtsmaassregeln bestanden darin, dass in jeder Schicht ein jeder Ortsbetrieb von einem Aufsichtsorgane auf Gasansammlungen genau untersucht und täglich von einem Betriebsbeamten inspiziert wurde. Ausserdem war jeder Häuer verpflichtet, vor dem unmittelbaren Abthun des Schusses die Schlagwetteruntersuchung mit der Sicherheitslampe vorzunehmen. Diese scheinbar ausreichenden Vorsichtsmaassregeln sollen auch — nach den protokollarischen Erhebungen — in der kritischen Schicht des 24. Juni gehandhabt worden sein, da der Abbau vorschriftsmässig von einem Aufsichtsorgane und noch eine Stunde vor der Explosion von dem Ingenieur-Adjunkten, Herrn Mauerhofer, untersucht wurde. Bei der Grubenbefahrung des letztgenannten Betriebsbeamten betheiligte sich auch der Mährisch-Ostrauer Bergschullehrer und Berg-Ingenieur, Herr Čerwinka, mit 17 Bergschülern, welchen man die Erscheinungen der auftretenden Schlagwetter bei den verschiedenen

in hierortiger Verwendung stehenden Sicherheitslampen (Mueseler, Wolf, Marsaut) demonstrieren wollte. Trotzdem am ganzen Wilhelm-Schachte alle verdächtigen Punkte abgesucht wurden, fand man keine Schlagwetter, was den Herrn Čerwinka noch zu dem Ausspruche veranlasste, dass daraus auf eine rationelle Wettervertheilung geschlossen werden könne.

Es würde mich zu weit führen, wenn ich die weiteren Details dieser von mir bereits in der Oesterreichischen Zeitschrift für Berg- und Hüttenwesen vom Jahre 1885 ausführlicher beschriebenen Explosion wiederholen wollte; möchte daher hier nur die Hauptmomente kurz skizziren:

Die erste Hauptexplosion äusserte sich in zwei rasch folgenden Stössen, die auch ober Tags am Schachte kenntlich waren und dichte Rauchwolken ausstießen. Die Flammen verbreiteten sich nach allen Richtungen und bis zum Füllorte des Förderschachtes. Im Baufelde I, Fig. 4, wurden im Ganzen acht Arbeiter verbrüht, darunter zwei schwer, von welch' letzteren nach acht Tagen einer starb. Unter den leicht Verbrühten befand sich ein Aufsichtsorgan und der Betriebsbeamte, Ingenieur-Adjunkt Herr Mauerhofer, welch' letztere sich am oberen Querschlage *F*, Fig. 4, befanden. Ich wurde von dem Unfalle unverzüglich verständigt, und vernahm von dem mittlerweile ausgefahrenen Betriebsbeamten, Herrn Mauerhofer, die bestürzendsten Mittheilungen. Nach seiner Angabe soll die ganze Grube voll Feuer gewesen sein, und er glaube nicht, dass von der ganzen Wilhelm-Schächter in der Grube befindlichen Mannschaft (159 Mann) ausser den drei mit ihm ausgefahrenen und verbrühten Arbeitern noch Jemand am Leben geblieben sei.

Glücklicherweise war diese Befürchtung unbegründet, da inzwischen durch die sofort verstärkte Ventilation die Schwaden direct und ohne mit anderen Betrieben in Berührung zu kommen, entfernt werden konnten. Die Isolirung der Baufelder und Theilung der Wetterströme hatte die übrige Mannschaft in wunderbarer Weise vor jeder Gefährdung geschützt.

Leider hat wieder die rasche Beseitigung der Schwaden und der kräftige Wetterstrom die Entstehung des Brandes ermöglicht und dessen Verbreitung begünstigt.

Unmittelbar nach der Explosion war vom Brande nichts zu bemerken; so insbesondere nicht in dem Baufelde I, Fig. 4, wo nur Schwaden anstanden, deren Ventilation ich sofort einleitete. Erst in der unmittelbar danach befahrenen Wetterabzugsstrecke bemerkte ich aus dem Gesenke *G*, Fig. 4, entströmende Rauchgase, und kam mir zugleich vom Tage die Meldung zu, dass es in der Grube brennen müsse, da der Ventilator und der Exhaustor dichte Rauchwolken auswerfen.

Den Brand constatirte ich dann sofort in der Wetterabzugsstrecke *H*, Fig. 4 (unter dem Gesenke), die in dichter Zimmerung anstand, welche aber vor Rauchgasen nicht mehr zugänglich gewesen ist.

Das Nächste war nun die Isolirung der Brandstelle, bezw. die vollständige Abschliessung und Absperrung des Luftzutrittes, wie derlei Arbeiten hierorts schon wiederholt bei Bewältigungen von sehr bedeutenden Grubenbränden

mit bestem Erfolge durchgeführt wurden. Diese Abschlössung gelang auch in ganz kurzer Zeit (nach circa einer Stunde), da wir in jedem Baufelde schon voraus alle Vorkehrungen für derlei Absperrungen stets vorbereitet halten.

Nun ging man sofort daran, die Abschlössungen durch doppelte Schalungen und solide Cementmauern zu vervollkommen, als plötzlich nach ca. 15 Minuten in dem abgedämmten Brandfelde eine neuerliche Explosion entstand, welche die sämtlichen Abschlösser erheblich beschädigte oder ganz zerstörte. Es wurde nun mit verdoppelter Anstrengung an den neuen Abschlössen gearbeitet; diese waren aber noch nicht vollends beendet, als nach 10 Minuten eine zweite noch heftigere Explosion stattfand. Nach jeder solchen Explosion erfolgte eine heftige Gegenströmung der Rauchgase gegen die arbeitende Mannschaft, welche Letztere unrettbar verloren gewesen wäre, wenn nicht durch den forcirtesten Betrieb der Wettermotoren die normale Wetterströmung sofort wieder hergestellt worden wäre.

Der grösste Theil der bereits geängstigten Hilfsmannschaft konnte nicht mehr zurückgehalten werden und flüchtete theils zum Hermenegild-, theils zum Wilhelm-Schachte. Ich versuchte dann noch einen der kritischsten Abschlösser in der unmittelbar zur Brandstelle führenden Strecke I, Fig. 4, und am Gesenke G_2 , Fig. 4, welches letztere man mit Sand zu verschütten begann. Nach wenigen Minuten erfolgte eine dritte Explosion. Die Nachexplosionen waren immer heftiger und folgten in stets kürzeren Intervallen. Die versuchte engste Einschliessung des Brandherdes musste nun als völlig undurchführbar aufgegeben werden.

Zur Erklärung dieser wiederholten Explosionen, welche hierorts bei früheren analogen Abdämmungen der Brandfelder in gasreichen Flötzpartien nicht eingetreten sind, kann nur angenommen werden, dass die im Baufelde I, Fig. 4 (welches Baufeld nach der ersten Explosion vom Brande selbst nicht ergriffen war), sich nach und nach angesammelten Grubengase bis zur brennenden Wetterabzugsstrecke H, Fig. 4, gedrängt wurden und hier zur Entzündung gelangt sind.

Die nun weiter beabsichtigte Abschlössung des ganzen Flötztheiles misslang, da ein längeres Verweilen in der Grube unmöglich geworden ist, zumal der vom Tage einfallende Wetterstrom den vom Ventilator ausgeworfenen dichten Rauchqualm (durch welchen die ganze Atmosphäre um den Schacht verpestet wurde) zum Theile wieder in die Grube führte und auch der undichte Wetterscheider reichliche Mengen von Brandgasen durchtreten liess, so dass die Absperrungen der Luftzuströmung am VI. und VII. Horizonte nicht ausgeführt werden konnten.

Im Weiteren war es sehr verhängnissvoll, dass die Wetterabzugsstrecke am Mittelhorizonte im Kronprinzflötze K, Fig. 4, nicht abgeschlossen war. Die Abmauerung dieser Strecke und die damit beabsichtigte Isolirung des Wetterstromes vom Kronprinzflötze, wurde — im Verfolge unserer vorherberührten Bestrebungen — bereits vor der Katastrophe eingeleitet. Zum völligen Abschlusse der etwa 40 m langen Grundstrecken-Mauerung fehlten noch 6 m.

Dieser Punkt war nun völlig unzugänglich. — Als nun nach Einstellung des Ventilatorbetriebes eine vierte gewaltige Explosion in der Grube eintrat, die muthmaasslich die

Gasansammlungen des Baufeldes III, Fig. 4, ergriff, blieb nichts Anderes übrig, als die Schliessung des Wilhelm-Schachtes ober Tag. Gleichzeitig mussten von den beiden anderen Schächten aus alle Kommunikationen mit dem Wilhelm-Schachte — in erster Linie alle Luftzuführungsstrecken — abgedämmt werden.

Bei dem Ineinandergreifen des Betriebes auf allen drei Schächten war dies keine leichte Aufgabe; neben der gänzlich geänderten Wetterführung, mussten noch immer — trotz unseren Vorsorgen — zahlreiche Strecken-Absperrungen und Mauerungen hergestellt werden.

Inzwischen steigerte sich die Hitze im Wetterschachte. Bei jedem Flügelraume des stillstehenden Ventilators wurde mit stets gesteigerter Vehemenz ein dichter Rauchqualm und reichliche Mengen von Theer ausgeworfen, so dass die sofortige Schliessung des Wetterschachttrummies, bezw. des zu den Wettermotoren führenden Kanales als dringend erschien.

In diesem Kanale standen allerdings leicht sperrbare Reservethüren, die man mit einem Brasse'schen Athmungsapparate zu erreichen versuchte, was aber nun vor Hitze nicht durchgeführt werden konnte. Der Kanal wurde zuletzt mit Sand verschüttet, welche scheinbar leichte, aber dennoch viel Mühe absorbirende Arbeit gegen 7 Uhr Abends beendet war.

Die nächste Folge war nun die, dass sich die Brandgase in das offene Kronprinzflötz und gleichzeitig auch durch alle in den Wetterschacht einmündenden Strecken, in den Räumen aller Hangendflötze ausbreiteten, und auch bald bei allen in Ausführung begriffenen Verdämmungen zum Vorschein kamen. Die beschwerlichsten und ausgedehntesten Mauerungen waren im Kronprinzflötze auszuführen, weil noch eine Flötzpartie zum Abbaue anstand, die man aus der Verdämmung ausscheiden und zudem noch eine Horizontverbindung mit dem Jacob-Schachte aufrecht erhalten wollte. Es gelang dies jedoch nicht und musste ausserdem noch eine grössere Partie des tieferen im Betriebe befindlichen mächtigen Johann-Flötzes aufgegeben werden, weil eine ausreichende Bewetterung der ausgedehnten Baufelder (die nun allein auf den Jacob Schächter Ventilator angewiesen waren) nicht erzielt werden konnte.

Bei diesen Abdämmungen ging man von den unteren Horizonten (wo eine Luftzuströmung zum Brandfelde zu constatiren war) zu den oberen Horizonten, befand sich daher mehr im frischen Wetterstrom. Der oberste Wetterabzugshorizont des Kronprinzflötzes zum Jacob Schachte konnte daher ganz zuletzt in Angriff genommen werden. Wie dies in der Uebersichtskarte, Fig. 1, dargestellt ist, wurden hier die Wetter durch einen Flügelquerschlag Q, Fig. 1 (in dem eine Reservethür eingebaut war), und die Urania-Wetterstrecke U, Fig. 1, zum Jacob-Schächter Ventilator abgeleitet. Es lag uns daran, die Thür zu schliessen und neben derselben eine Damm-Mauer aufzuführen. Bei diesen Arbeiten verunglückte am 30. Juni der Jacob-Schächter Betriebsbeamte Herr Ingenieur-Assistent Černý (nebst einem Häuer), da er es unterliess, ohne Nachführung eines frischen Wetterstromes vorzudringen, wie ihm dies angegeben wurde.

Ich übergehe die Details dieses traurigen Unfalles, bei dem auch mein Leben in höchster Gefahr schwebte, und möchte nur erwähnen, dass durch die letzten Abdämmungen im Kronprinzflötze die vollständige Isolirung der beiden anderen Schächte: Hermenegild und Jacob, erzielt wurde. Die Förderung konnte nun auf beiden Schächten ungestört forterhalten werden. Zur Sicherung des Betriebes wurden dann noch alle Verdämmungen entsprechend verstärkt und bei konstatirter Luftlässigkeit vervollkommenet.

Die Grösse der abgedämmten Räume betrug nach approximativer Berechnung $963 \cdot 800 \text{ m}^3$ oder rund eine Million Kubik-Meter.

Es sei mir gestattet, hier noch einige Worte über die eigenartige Entstehung dieser Explosion einzuschalten.

Wie bereits berührt, wurden in dem Abbaufelde I unmittelbar vor der Explosion keine Schlagwetter vorgefunden. Man sollte darum eine Staubkohlen-Explosion vermuthen, wozu auch die zwei rasch folgenden Stösse führen könnten. Dem ist jedoch nicht so, da in der ganzen Flötzpartie keine Kohlenstaub-Ansammlungen vorhanden waren.

In neuerer Zeit liebt man es, alle Katastrophen mit einem sinkenden Luftdrucke in einen Zusammenhang zu bringen. Wir sind davon überzeugt und habe ich dies auch publicistisch erörtert und nachgewiesen (Oesterr. Zeitschrift vom Jahre 1886, Nr. 3—5), dass bei einem sinkenden Barometerstande vorzugsweise die Schlagwetter aus den abgebauten Räumen in die Abbau-Orte herabgedrängt werden. Dieser Fall trifft hier aber nicht zu, da zur Zeit der Explosion der Barometerstand ein hoher und im stetigen raschen Steigen begriffen war.

In der Skizze, Fig. 6, sind die Barometerstände vom Monate Juni 1884 nach den Aufzeichnungen der meteorologischen Beobachtungstation in Mährisch-Ostrau und unseren übereinstimmenden Aufschreibungen am Schachte dargestellt. Die Seehöhe des Wilhelm-Schachtes beträgt $219 \cdot 238 \text{ m}$, der mittlere Barometerstand (nach mehrjährigem Durchschnitte) $741 \cdot 5 \text{ mm}$, das Monatsmittel im Juni 1884 von $739 \cdot 7 \text{ mm}$. Man ersieht daraus, dass der Zeitpunkt der Explosion, der mit einem Pfeile angedeutet ist, bei einem anhaltend und und rasch steigenden Luftdrucke eintrat.

Nach den grossen Katastrophen des letzten Jahres, welche auch das Ostrauer Revier schwer betroffen hatten, suchte man noch nach anderen Ursachen.

Es musste selbst die Anziehungskraft der Sonne und des Mondes herhalten, welche die Gasentwicklung in den Schlagwettergruben beeinflussen und daher auch zur Zeit der Sonnen- und Mondnähe einen stärkeren Auftrieb der Gase (aus dem Erdinneren?) verursachen soll. Wir wurden darnach mit Prophezeihungen über kritische Tage für Schlagwettergruben überschüttet, als ob wir nicht der kritischen Tage so viele hätten, als es Tage im Jahre gibt. Zum Glück sind diese Prophezeihungen nicht eingetroffen. Ich kann hier auf dieses Thema nicht näher eingehen, da eine eingehende Besprechung den ganzen Abend ausfüllen würde. Daher nur wenige Worte: Bestände dieser Einfluss, so müsste er sich in erster Linie in dem wechselnden Luftdrucke äussern, welcher letztere wieder nur die in den

Hohlräumen (im alten Manne) angesammelten Gase irritiren kann. Die normalen Gasausströmungen aus anstehender Kohle können nur in unerheblichem Maasse beeinflusst werden. Mit diesen normalen Gasausströmungen haben wir es aber beim Grubenbetriebe der Hauptsache nach zu thun. Diese Gasentwicklungen sind es, welche wir durch unsere Wettervorkehrungen kurrent zu beseitigen haben, die wir auch schnell entfernen müssen. Die Menge der sich entwickelten Grubengase beträgt beispielsweise bei unserem Polnisch-Ostrauer Grubenreviere $13 \cdot 000 - 15 \cdot 000 \text{ m}^3$ pro Tag. Dies gibt über eine Viertel Million Kubik-Meter explodirbarer Schlagwetter, welche man in der Grube auch nicht für kurze Zeit zurückhalten darf. Wenn man den längsten Weg der Wetterströme mit 5000 m und die minimale mittlere Geschwindigkeit mit nur $1 \cdot 0 \text{ m'}$ pro Sekunde annimmt, so ergibt sich kaum $1 \frac{1}{2}$ Stunden Zeit für die Circulation der Luft in den Grubenräumen, in welcher Zeit die in einem Punkte sich entwickelnden Grubengase beseitigt sein werden. Ergäbe sich in der That ein Einfluss des Mondes, bezw. der Sonne, so sollte zur Zeit des Neumondes und in der Nacht (wo die beiden Gestirne die Grubengase wieder nach der anderen Hemisphäre anziehen müssten) die Gasentwicklung in der Grube eine minimale sein, was wir niemals wahrgenommen haben. Dass aber die während des Tages sich entwickelnden Grubengase, dann in der Nacht oder erst nach mehreren Tagen eine Explosion herbeiführen könnten, widerstrebt Allem, was wir über das Vorkommen der Grubengase und über ihre Entwicklung wissen. Dies sind erkünstelte Deutungen, zu denen wir zur Erklärung unserer Explosion nicht zu greifen brauchen.

Es ist ausser allem Zweifel, dass in dem Abbauraume eine mässige Gasansammlung vorhanden war, die durch den Sprengschuss zur Entzündung kam, welche dann zu der bedeutungsvolleren Gasansammlung im alten Manne fortgepflanzt wurde. Daher erklären sich auch naturgemäss die zwei rasch folgenden Stösse der Hauptexplosion.

Ich habe erwähnt, dass durch die Abdämmungen eine vollständige Isolirung der Wilhelm-Schächter Grubenabtheilung erzielt wurde.

Um die Vorgänge in diesen Räumen und im Brandfelde studiren und verfolgen zu können, wurden hier kurrente Beobachtungen durchgeführt. Meines Wissens ist ein derartiges Vorgehen zuerst bei dem hierortigen Reviere am Jacob- und Hermenegild-Schachte, wo schon vordem bedeutende Grubenbrände bewältigt wurden, eingeleitet worden. Damit verschafften wir uns höchst werthvolle Anhaltspunkte, die uns bei allen späteren Maassnahmen zur Richtschnur dienten.

Zuerst beobachtete man die Pressungen, bezw. Depressionen im Brandfelde. Es ist selbstverständlich, dass in den grossen abgedämmten Räumen auch nach der Abschlüssung eine gewisse Wettercirculation forterhalten wurde, da die heissen Brandgase im Wetterschachttrümme ein beständiges Nachströmen der unteren kälteren Gas- und Luftschichten bedingten. Ausserdem entwichen viele Brandgase durch die Verbruchräume, so insbesondere aus den nicht von Tegelschichten überlagerten Flötzpartien, zur Tagesoberfläche. Die Folge war, dass bei den untersten

Dämmen hohe Depressionen eintraten, die ein beständiges Nachströmen von frischer Luft durch die geringsten Undichtheiten in den Dämmen und um die Dämme veranlassten. Zur vollständigen Abdichtung der Dämme war man gedrängt oft ganze Streckentheile in Mauerung zu setzen.

Im Weiteren wurden die Temperaturen der Brandwetter, dies sowohl bei den Dämmen als auch in den beiden Abtheilungen des Wilhelm-Schachtes beobachtet. Zur Bestimmung der Temperaturen in den Tiefen des Schachtes verwendeten wir eigene Maximumthermometer die in einer Blechbüchse mittelst eines Stahldrahtes mit einem kleinen Handhaspel eingelassen wurden. Die fortschreitende Abkühlung der Brandwetter im Wetterschachte und die Abnahme der Pressungen daselbst, bildeten ein sicheres Kriterium des allmäligen Ersterbens des Brandes.

Die wichtigsten Anhaltspunkte lieferten uns jedoch die Analysen der Brandwetter. Die Proben zu den Analysen wurden sowohl von den Dämmen in der Grube als auch an den Wetterabzugspunkten ober Tags — wo ein mässiger Abzug ständig aufrecht erhalten wurde — entnommen. Zur Entnahme der Gasproben aus den Tiefen des Schachtes benützte man 10 mm Gasrohre, die bis zu der gewünschten Schachttiefe eingelassen wurden. Von den Analysen-Apparaten standen uns zur Verfügung ein: Schwachhöfer-Apparat, mit welchem eine für praktische Zwecke vollkommen entsprechende Bestimmung der CO_2 , des O und des CO ermöglicht war; ferner ein grosser Orsat-Apparat, mit welchem ausserdem noch die Kohlenwasserstoffe (CH_4) bestimmt werden konnten, und ein Grisoumeter von Coquillon, der lediglich zur Ermittlung der Grubengas-mengen in den Brandwettern diente.

Eine grössere Aufmerksamkeit wurde auf die Bestimmung des Kohlenoxydes hingelenkt. Das Vorhandensein des CO deutet die noch vorsichgehende unvollständige Verbrennung an. Verschwindet das CO in der Analyse, so ist der Brand unterdrückt und tritt nur der Verwitterungsprozess ein bei reichlicherer Bildung von CO_2 . Man darf dabei allerdings nicht annehmen, dass nach dem Ausbleiben des CO dann auch sofort das Brandfeld geöffnet werden dürfe, da bei neuerlicher Luftzuführung zu den noch hoch erhitzten Kohlenmassen auch bald die abermalige Entzündung eintreten würde.

Da mit den benützten Apparaten höchstens nur Zehntel eines Prozentes nachgewiesen werden konnten, bedienten wir uns zur qualitativen Nachweisung dieses mörderischen Gases der sogenannten Palladiumprobe, wobei bekanntlich nur Spuren dieses Gases in einer Auflösung von Palladiumchlorür oder Natriumpalladiumchlorür eine Ausscheidung von metallischem Palladium hervorbringen. Die Analysen ergaben beispielsweise am 28. Juni (drei Tage nach der Katastrophe) im Wetterschachte 6.50 % CO_2 , 5.75 % O und 2.75 % CO ; am 26. Juli (nach einem Monate) 7.50 % CO_2 , 4.50 % O und nur 0.25 % CO . In den weiteren Analysen verschwand das CO , kam aber wieder zum Vorschein, als die später zu besprechende versuchsweise Ventilierung des Wilhelm-Schachtes eingeleitet wurde.

Nach der Abschliessung der Brandräume trat an uns die ungleich schwierigere Aufgabe heran, das Brand-

feld zu erschliessen und die abgedämmten Baufelder wieder zu gewinnen.

Nach den Anzeichen, die wir aus unseren Beobachtungen des Brandfeldes schöpften, hatten wir die volle Beruhigung, dass nach Herstellung der vollkommenen Abschliessungen der Brand völlig erloschen war. In den ersten Tagen nach der Katastrophe war dies allerdings nicht der Fall und ist die Frage aufgetaucht, ob man nicht zur Beförderung der Erstickung des Brandes irrespirable oder sauerstoffarme Gase, so insbesondere Wasserdampf, komprimierte Kohlensäure oder schweflige Säure, die durch Brennen des Kalksteines erzeugt wird, Verbrennungsprodukte von direkten Feuerungen u. dgl. in die Grube einleiten sollte? Bei der hierortigen Sachlage erkannte man keines dieser Hilfsmittel für anwendbar, wie ich dies bereits in der berührten Abhandlung in der Oesterr. Zeitschrift erörtert habe; es wären uns zum Mindesten die Absperrungen, wie wir solche durchführten, nicht erspart geblieben.

Die Wiedergewinnung der grossen Brandräume konnte auf mehrfache Art versucht werden.

Als naheliegend ergab sich die Vorrückung von den beiden Schächten gegen den Wilhelm-Schacht und die successive Einengung der Brandstelle. Dies konnte nun mit Athmungs-Apparaten oder durch Vorrückung bei Nachführung eines frischen Luftstromes geschehen. (Thatsächlich ist auf diese Weise später ein vom Brandherde entferntes Abbaufeld in der tieferen Partie des mächtigen Johann-Flötzes rückgewonnen worden.) Da uns keine für diese Zwecke brauchbaren Athmungs-Apparate bekannt waren, erschien der letztere Vorgang — bei Nachführung eines frischen Luftstromes — angezeigt. Dagegen sprachen jedoch gewichtige Bedenken; die abgeschlossenen Brandräume, so insbesondere das betroffene Johann-Flötz füllten sich nach und nach mit Grubengasen. Es war nicht zu vermeiden, dass bei diesem Vorgange nicht frische Luft in die abgebauten Räume eindringe und hier explosible Schlagwettergemische bilde, die dann direct dem Brandherde zuströmen konnten. Die Menge der Grubengase, die sich täglich im Johann-Flötze allein entwickelte, ergab sich nach unseren Analysen mit 450 m³. In erster Linie mussten sich die schwebenden Ausrichtungsbetriebe dieses Flötzes im Baufelde V, Fig. 4, mit Gasen füllen, die dann direkt in die brennende Wetterabzugsstrecke S, Fig. 4, abgeleitet worden wären.

Dass diese Befürchtungen nicht unbegründet waren, bestärkten mich die Grubenbrand-Katastrophen auf der Zeche Neu-Iserlohn in Westphalen vom Jahre 1873, dann jene auf Zeche Frankenholz bei Saarbrücken vom Jahre 1883, über welche ich mich bei meiner zu dieser Zeit unternommenen Reise nach Deutschland und Belgien näher informieren konnte. Es würde mich zu weit führen, wenn ich hier den Hergang dieser beiden Katastrophen skizziren wollte, möchte daher nur erwähnen, dass in beiden Fällen entweder durch das vorzeitige Oeffnen oder aber durch die Forcierung der Bewältigung des Brandfeldes, die heftigsten und sich wiederholenden Explosionen entstanden sind. In dem letzteren Falle wurde die ganze Rettungsmannschaft vernichtet und musste sogar in der Grube zurückgelassen werden, bis erst

nach der Ertränkung des nur beschränkten und zufällig am tiefsten Horizonte befindlichen Brandfeldes, die letzte Leiche des Betriebsführers nach fünf Wochen heraufgeholt werden konnte.

Aber auch gegen das Vorgehen von den beiden Schächten überhaupt sprachen triftige Gründe: Die beiden nach der Katastrophe im forcierten Betriebe stehenden Schächte waren nur auf den einzigen Jacob-Schächter Ventilator angewiesen, mit dem nur eine nothdürftige Bewetterung der ausgedehnten Baufelder erzielt werden konnte. Es ging nicht an, demselben Ventilator noch die Luftbeschaffung für die zu bewältigenden Betriebe aufzubürden. Beide Schächte schwebten zudem in beständiger Gefahr für den Fall einer Katastrophe im Brandfelde, deren Möglichkeit, wie soeben erläutert, nicht auszuschliessen war.

Diese Erwägungen sprachen für das Vorgehen vom Wilhelm-Schachte. Hierbei konnte vor Allem der Betrieb auf beiden Schächten durch entsprechende Verstärkung der Verdämmungen verlässlich geschützt werden. Am Wilhelm-Schachte stand zudem ein Ventilator und Luftkompressor unthätig, welche Maschinen für die Bewältigungsarbeiten auszunützen wären. Doch auch hier kalkulierte sich die Sache nicht so leicht. Wie bereits erwähnt, kannten wir zu dieser Zeit keine brauchbaren Athmungs Apparate, mit denen wir die Arbeiten im Schachte hätten wagen können. Das Vorgehen bei Nachführung eines frischen Luftstromes, bezw. die Ventilierung des Schachtes, blieb aber gleichfalls sehr kritisch und gefährlich. Es schien darum nichts Anderes übrig zu bleiben, als die Unterwassersetzung des ganzen Brandfeldes zu proponiren. Die Unterwassersetzung wurde von den von unserer löblichen Direktion einberufenen Experten vorgeschlagen, und wäre wahrscheinlich auch bald ausgeführt worden, wenn nicht gewichtige Bedenken dagegen aufgekommen wären. Wie aus den früheren Deponirungen bekannt, befand sich das Brandfeld im oberen mächtigen Johann-Flötze des VI. 189·9 m tiefen Horizontes und müsste mindestens bis zum 179·7 m tiefen Mittelhorizonte unter Wasser gesetzt werden. Die Unterwassersetzung nur dieses Flötztheiles war undurchführbar, und hätten darum auch alle tieferen Horizonte des Wilhelm- und Hermenegild-Schachtes mit ertränkt werden müssen, wobei auch eine Partie des tieferen Johann-Flötzes an der Markscheide der benachbarten Baron v. Rothschild'schen Gruben in die Inundirung einbezogen worden wäre.

An dieser Markscheide ist ein 24 m breiter Sicherheitspfeiler *FG*, Fig. 1 zwischen den beiden Revieren belassen, der jedoch von der gestörten Partie bei *A* durchsetzt wird. Ausserdem reichten in der nördlichen Partie die alten Abauräume bis an den Pfeiler. Da die Kohle in diesem Flötze im Allgemeinen als nicht fest genug erschien, wurde von der Nachbargewerkschaft ein Durchdrücken des Wassers durch den Pfeiler befürchtet, da an denselben ein Druck von 4–5 Atm. ausgeübt worden wäre. In die weiteren Details kann ich nicht eingehen, möchte aber doch bemerken, dass uns auch die Unterwassersetzung zum Ziele geführt hätte; — dennoch war es aber besser, dass selbe unterblieb.

Um die Zeit bis zur Austragung der in dieser Angelegenheit gepflogenen Verhandlungen nicht unnütz ver-

streichen zu lassen, wurden Anfangs September einige nicht ungefährliche Versuche bei direkter Vorrückung im Wilhelm-Förderschachte und Nachführung eines frischen Luftstromes durchgeführt.

Der Schacht wurde geöffnet und in die eine Förderabtheilung eine 50 cm Zinklutte (ein Zinkblechrohr) bis zum VI. Horizonte reichend, eingeführt, welche ober Tags mit dem Ventilator in Verbindung stand. In der anderen Förderabtheilung beabsichtigte man sich mit der Förderschale einzulassen, um so Horizont für Horizont gegen das Brandfeld abzdämmen. Trotz des forcierten Betriebes des Ventilators war es aber nicht möglich bis zu dem 132·4 m tiefen IV. Horizonte vorzudringen, woselbst eine bedeutende Zuströmung der Brandgase aus der Wetterabtheilung durch die schadhaften Stellen des Wetterscheiders aus den Füllorten konstatiert worden war.

Diese nur wenige Tage dauernden erfolglosen Versuche haben leider eine neuerliche Brandanfackung herbeigeführt, wie dies aus den Analysen der Brandwetter und der gesteigerten Temperatur der Brandgase im Wetterschachte in untrüglicher Weise nachgewiesen wurde.

Der *CO*-Gehalt der Brandgase, der in vier Wochen nach Ausbruch des Brandes ganz verschwunden war, stieg bis 0·9%. Die bis auf 30·7° C. gesunkene Temperatur im Tiefsten des Wetterschachttrummies erhöhte sich bis 38·6° C. Es konnte als gewiss angenommen werden, dass die fortgesetzte forcierte Ventilierung des Schachtes in Bälde ein helles Auflodern des Brandes herbeigeführt hätte. Abgesehen von allen anderen drohenden Gefahren, waren die Arbeiten an und für sich gefährlich. Da die eine Förderabtheilung durch die eingelegte Zinklutte verlegt war, konnte nur die andere Abtheilung und nur eine Förderschale benützt werden. Bei den bedeutenden Gewichten der Schale (12·6 q), der einzulassenden Rettungsmannschaft sammt dem nöthigen Material, des Seilübergewichtes etc., konnte die Bethätigung nur bei der zulässigen maximalen Dampfspannung erzielt werden. Der einzige im forciertesten Betriebe erhaltene Ventilator genügte kaum für die nothdürftigste Bewetterung, und dies auch nur für die oberen Schacht-Teufen. Ein mässiges Sinken der Dampfspannung, Undichtheiten in der Leitung u. dergl. hätten schon die Gefährdung der Mannschaft nach sich ziehen können.

Das weiter noch geplante Vorgehen mit einer grösseren Zinklutte von 1·0 m lichtem Durchmesser wurde darum unterlassen.

Inzwischen sind die L. v. Bremen'schen Athmungs-Apparate, die ich zur Zeit in seiner Fabrik in Kiel näher kennen lernte, angelangt, welche bei allen späteren Bewältigungsarbeiten mit bestem Erfolge in Verwendung getreten sind.

Gegen die Anwendung dieser Apparate, die damals noch neu und nicht erprobt waren, sind anfänglich manche Bedenken aufgekommen, weil man es nicht für möglich hielt, die überaus umfangreichen, beschwerlichen und langdauernden Arbeiten ohne ernstere Gefahren für die Rettungsmannschaft durchzuführen. Andere Apparate, die uns zur Verfügung standen: Brasse, Galibert und ein Hochdruck-Apparat von Rouquayrol & Denayrouze erwiesen

sich für unsere Zwecke als völlig unbrauchbar, da beispielsweise ein kräftiger Mann mit dem Hochdruck-Apparate von Rouquayrol kaum eine Viertelstunde arbeiten konnte.

Und doch galt er als der beste Athmungs-Apparat, den man bis dahin kannte.

Es sei mir gestattet, hier die uns dermal bekannten Athmungs-Apparate flüchtig zu skizziren. Wir können unterscheiden:

- a) Respirations-Apparate;
- b) Schlauch-Apparate;
- c) Reservoir-Apparate und
- d) Regenerations-Apparate.

ad a) Die Respirations-Apparate, als da sind: die Rauchhauben, Rauchmasken, Respirationsbüchsen (Arnold, Tyndall, Roberts etc.) dienen nur für ganz untergeordnete Zwecke. Nach den bekannten in bergmännischen Fachschriften verbreiteten Nachrichten soll man mit einem Respirator von Tyndall (der mit Lagen von Holzkohlenstückchen und mit Glycerin getränkter Watte gefüllt ist) in einem mit Rauch und Verbrennungsprodukten gefüllten Raume bis 45 Minuten athmen können. Nach unserem Erachten ist dies in völlig verdorbenen sauerstofffreien Gasen ganz unmöglich. Aehnliche Probeversuche wurden bis nun zumeist in Gasen durchgeführt, deren Analyse nicht bekannt war, die auch nicht völlig verdorben waren.

b) Verwendbarer und für länger dauernde Arbeit geeignet, erscheinen uns die Schlauch-Apparate, von welchen wir wieder unterscheiden: Apparate, die sich die zu athmende Luft selbst ansaugen, wie Brasse, der kleine Rouquayrol-Apparat etc.; ferner Apparate, denen die Athmungsluft mittelst einer Luftpumpe zugeführt wird, wie bei den Apparaten von Paulin, Flamach, Metz, Martinek, dem Niederdruck-Apparat von Rouquayrol etc. In diese Kategorie müssen wir auch den zu besprechenden neuen L. v. Bremen'schen Athmung-Apparat einreihen.

c) Bei den Reservoir-Apparaten wird die zu athmende Luft vom Arbeiter mitgeführt. Selbe sind daher auch nur für eine bemessene und beschränkte Arbeitsdauer bestimmt. Man unterscheidet hier wieder Apparate mit Reservoir ohne gepresste Luft, und Apparate mit gepresster Luft. Zu den ersteren gehört der bekannte Galibert'sche Sack-Apparat, der Masken-Apparat von Humboldt, ein kombinirter Apparat Galibert mit Brasse u. m. A. Zu den letzteren zählen wir die Apparate von Boisse, Combes, den Hochdruck-Apparat von Rouquayrol-Denayrouze nebst dem Tornister-Apparat für Hochdruck von der Firma L. v. Bremen in Kiel.

d) Die Regenerations-Apparate, bei welchen die Athmungsluft gleichfalls mitgeführt, die ausgeathmete Luft aber regenerirt, bezw. von der CO_2 befreit und der verbrauchte O wieder ersetzt wird, müssen in der That als die zielbewussteren bezeichnet werden. Leider können wir solche bis nun noch nicht in der vollkommen entsprechenden Ausführung.

Hierher gehören die Apparate von Prof. Schwan in Lüttich, Dr. Regnard, und insbesondere der in neuerer Zeit auch in den politischen Zeitschriften vielfach besprochene Rettungs-Apparat von Fleuss & Duff. Bei diesem letzteren

Apparate athmet der Arbeiter reinen O , der in einer Büchse auf 10—15 Atm. komprimirt mitgetragen und nach Bedarf einem Reservoirraum zugeführt wird.

Die ausgeathmete Luft wird durch den Regenerations-Apparat geleitet und durch kaustische Soda von der Kohlensäure befreit. Es entzieht sich meiner Beurtheilung, ob eine länger dauernde Einathmung von reinem O nicht der Gesundheit schädlich ist, wie man dies annimmt. Abgesehen davon, wurden bei dem Fleuss-Apparate noch andere Mängel konstatiert. Ich sah diesen Apparat, der namentlich in England bei Rettungsarbeiten mit Erfolg mehrfach angewendet wurde, bereits auf der Hygiene-Ausstellung in Berlin, dann später im Jahre 1884 bei dem Vertreter dieser Apparate ebendort, konnte ihn aber für unsere Arbeiten nicht empfehlen.

In neuester Zeit hat Prof. Kreischer in Freiberg den Apparat eingehend besprochen (im sächsischen Jahrbuche vom Jahre 1886), und dessen Anwendung wärmstens empfohlen. Gleichzeitig erschien in der Preussischen Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinenwesen vom Jahre 1886 (3. Lieferung, Seite 272) ein Bericht über die Verwendbarkeit dieses Apparates, aus welchem hervorgeht, dass derselbe nach mancher Richtung hin unvollkommen ist.

Zu diesen divergirenden Ansichten über einen und denselben Apparat möchte ich hier nur erwähnen, dass man einen strengen Unterschied machen sollte, zwischen Athmungs-Apparaten, die in erster Linie für länger dauernde Arbeiten in irrespirablen Gasen zu dienen haben (bei welchem es daher nicht auf die Zeit ankommt, wann diese Arbeiten beendet werden sollen) und, zwischen Rettungs-Apparaten, die nach einer stattgefundenen Katastrophe sofort zur Hand sein müssen, deren Instandsetzung keine Zeit erfordert, und die nur vorübergehend in Verwendung zu treten haben. Ein guter Athmungs-Apparat wird daher in den selteneren Fällen auch ein guter Rettungs-Apparat sein. Für erstere Zwecke dürften die Schlauch-Apparate mit Zuführung von frischer Luft als die geeignetsten bezeichnet werden; für letztere Zwecke die Reservoir-Apparate mit komprimirter Luft, oder besser mit komprimirtem Sauerstoff, und somit auch der Fleuss'sche Apparat, der allerdings noch vielfach verbessert werden kann.

Nach diesen Andeutungen erschien uns die Wahl eines für unsere Arbeiten verwendbaren Apparates nicht schwer. L. v. Bremen, der in dieser Richtung vielfache Erfahrungen besitzt, und der bekanntlich auch die Hochdruck-Apparate von Rouquayrol-Denayrouze, den Tornister-Apparat etc. in Vertrieb setzt, war bemüht, die Mängel der bekannten Apparate zu beseitigen. Sein äusserst einfach konstruirter Apparat, Fig. 7, besteht aus einer leichten Lederjacke J , mit einem durch spanisches Rohr versteiften Korbellhelme H , in dem eine geschliffene Glasplatte P eingesetzt ist, die nach Bedarf geöffnet werden kann. Der Apparat wiegt nur 6 kg. Befestigt wird die Jacke mit einem Gurtriemen R über die Kleider des Arbeiters, wobei auch die Aermel mit Riemen zugezogen werden. Die zum Athmen nöthige Luft wird im Nacken des Helmes N durch einen Luftschlauch von 20 mm lichtigem Durchmesser mit einer mässigen Pressung zugeführt,

und theilt sich im Helme in drei längliche Schlitzte, die dem Arbeiter unmittelbar vor dem Munde ausmünden, und ihm somit die frische Luft zublasen. Der Kopf im Korbhelme ist frei beweglich, auch die Hände und Füsse sind ganz frei, so dass der Arbeiter zu den verschiedensten und beschwerlichsten Dienstverrichtungen befähigt wird. Die ausgeathmete Luft entweicht mit dem Ueberschusse der zugeblasenen Luft durch die undichten Abschlüsse am Körper und kleine Drahtsiebe *SS* unter den Ohrklappen im Helme. Gegenüber anderen Apparaten, die in ähnlicher Weise funktionieren (Paulin, Flamach, Metz, Martinek u. A.) ergeben sich hier manche Vortheile: Im Innenraum der Jacke herrscht stets ein mässiger Ueberdruck, der das Eindringen von Gasen verhindert und das Athmen sehr erleichtert. Die unmittelbar dem Munde in reichlicher Menge zugeblasene Luft erzeugt eine gewisse Frische und beseitigt die lästigen Ausdünstungen vom Körper, was bei gewissen Arbeitsverrichtungen in höher temperirten Gasen erwünscht ist. Bei anderen Apparaten, wo die Masken am Gesichte anliegen, oder aber, wo die Ausdünstungen nicht sofort beseitigt werden können, entwickelt sich in Bälde eine drückende Hitze, die schliesslich den Arbeiter zu jeder Arbeitsverrichtung unfähig macht. Dies ist auch bei dem vorherührten Fleuss-Apparate der Fall, bei welchem zwar die ausgeathmete Luft gereinigt und regenerirt wird, die aber doch immer in demselben Kreisläufe am Körper verbleibt.

Ein grosser Uebelstand bei vielen Athmungs-Apparaten ist ferner das Athmen mittelst eines Schlauches, der dem Arbeiter in den Mund gesteckt wird, und wobei die Nase mit einem Quetscher zugehalten werden muss. Dies bedingt ein dem Arbeiter ungewohntes und beschwerliches Athmen. Nach unserem Dafürhalten soll man das Athmen möglichst zu erleichtern trachten. Der Arbeiter soll es gar nicht fühlen und gar nicht dessen bewusst sein, dass er in einem Apparate athme. Ausserdem muss jeder Apparat einfach, in seiner Funktionirung verlässlich und leicht kontrolirbar sein.

Diese Eigenschaften vereinigt der L. v. Bremen'sche Apparat.

Die bei diesem Apparate benützten Luftschläuche, Fig. 8, sind sehr solid gearbeitet und bestehen aus einer Doppelhülle aus Kautschuk mit eingelegter Stahldrahtspirale. Aussen ist noch ein Leinwandüberzug. Ein 20 m langes Stück sammt den Metall-Kupplungsstücken wiegt rund 11 kg. Die Schläuche werden auf einen Druck von 10 Atm. probirt, widerstehen aber auch den anderen Beanspruchungen, wie sich solche bei der Verwendung ergaben.

Die zum Athmen nöthige Luft beschafft eine kleine Luftpumpe, eine Art doppelt wirkender Blasbalg mit einem Regulator, die jedoch nur für eine Schlauchlänge von 100 m und nur für einen Apparat bestimmt ist. Bei unseren Arbeiten, wo wir auch in Teufen von weit über 200 m eindringen mussten, wäre eine derartige Luftversorgung unzureichend und unzuverlässig, weshalb wir uns entschlossen, komprimirte Luft zu verwenden, welche am Wilhelm-Schachte von den zwei bestehenden Luftkompressoren leicht beschafft werden konnte.

Die Verwendung der komprimirten Luft ermöglichte es auch, dass nur durch einen Schlauch, das für zwei oder

drei gleichzeitig beschäftigte Arbeiter benötigte Luftquantum zugeleitet werden konnte.

Zur Beleuchtung bei dem L. v. Bremen'schen Apparate wurde die bekannte Petroleumlampe des Rouquayrol-Denayrouz'schen Apparates verwendet, welcher die Luft durch einen Seitenschlauch *M*, Fig. 7, vom Nackenansatz des Helmes zugeführt werde. Während der Arbeit wird die Lampe an einem Ringe *Z* an der Jacke mittelst eines Karabiners aufgehängt. Die Lampe funktionirt bei der kontinuierlichen gleichen Pressung der zugeführten Luft vorzüglich.

Zur Durchführung der beabsichtigten Arbeiten im Wilhelm-Schachte waren noch mehrfache Vorbereitungen nöthig, die in Fig. 9 skizzirt sind. Es wurde für nöthig erkannt, dass bei diesen schwierigen Arbeiten stets zwei Arbeiter gleichzeitig beschäftigt werden, die sich gegenseitig unterstützen konnten. Dieselben wurden mit der Fördermaschine auf der Schale *K* eingelassen, auf welcher letzteren auch das nöthige Material deponirt ward. Vom Tage wurde nur ein Luftschlauch *S* in den Schacht geführt, der neben dem Schachte auf einem Handhaspel *H* aufgewickelt und mit der Luftleitung verbunden war. Das untere an der Förderschale befestigte Schlauch-Ende war gegabelt, so dass, da jedem Arbeiter ein Stück *M, N* von 20 bis 40 m Länge zur Verfügung stand, er dasselbe bei den horizontalen Vorrückungen vom Schachte in den Füllorten nachziehen konnte.

Zur Schonung der Schlauch-Enden waren dieselben mit Rebschnüren umwickelt und auf Trommeln auf der Schale aufgerollt.

Der obertägige Schlauchhaspel, Fig. 10, war ähnlich, wie die Schlauchtrommeln für die Wasserschläuche bei Strassenbespritzungen eingerichtet. Die vom Luftreservoir, bzw. der Luftleitung entnommene komprimirte Luft wurde durch die hohle Achse *A*, Fig. 10, einem radialen Rohrstücke zugeleitet, welches in das an der Trommel aufgewickelte Schlauch-Ende mündete; das andere Ende *E* wurde in den Schacht geführt. Um durch diesen einen Schlauch das für zwei Arbeiter und die Lampen benötigte Luftquantum durchdrücken zu können, war es nöthig, dass am Ende des die Luft zuführenden Schlauches eine gewisse Pressung unterhalten werde. Zur Messung und Beobachtung dieser Pressung war an dem Haspel ein Manometer *M* angebracht. Im Späteren musste auch die Temperatur der gepressten Luft fortwährend beobachtet werden.

Bei einer Schlauchlänge von 250 m und zwei je 20 m langen, zu den Apparaten ausmündenden Enden war eine Pressung von 0.8 Atm. nöthig. Das bei diesem Drucke den Apparaten und den Lampen zuströmende Luftquantum ergab sich mit 299 l pro Minute. Da nun ein Mann 10—12 l Luft pro Minute zum Athmen benötigt, und eine Lampe in derselben Zeit 2—3 l Luft consumirt, so ergibt sich der Gesamtverbrauch der Luft für zwei Arbeiter sammt Lampen mit 24—30 l pro Minute. Gegenüber diesem normalen Bedarfe, hatte man daher zu den Apparaten ein zehnmal grösseres Luftquantum zugeleitet. Bei einer Schlauchlänge von nur 100 m genügte für dieselbe obig angegebene Luftmenge eine Pressung von 0.4 Atm. War die Luft jedoch nicht

durch den in Thätigkeit befindlichen Apparat geführt und konnte aus dem Schlauch-Ende frei entweichen, so wurde bei

250 m	Schlauch	und	0.8 Atm. Pressung	405 l, bei
100 m	"	"	0.8 "	1167 l, bei
100 m	"	"	0.4 "	430 l

Luft durch die Schläuche geleitet. Daraus könnten die Reibungswiderstände der Luftbewegung in den Schläuchen und im Apparate abgeleitet werden.

Bevor die eigentlichen Schachtarbeiten begannen, war es nöthig, zuerst die Apparate eingehendst zu erproben. Dies geschah in den Nebenlokalitäten des Wilhelm-Schachtes, welche mit denselben Brandwettern gefüllt wurden, in denen wir im Schachte zu arbeiten hatten. Da uns über ähnliche Arbeiten so viel wie nichts bekannt war, musste vorerst Alles eingelernt werden. Die Arbeiter verblieben in den Gasen bei diversen Arbeitsverrichtungen zuerst eine Stunde, dann zwei und drei Stunden, zuletzt bis sechs Stunden ohne die mindeste Belästigung. Es stand ausser allem Zweifel, dass man mit den Apparaten beliebig lange anstandslos athmen und arbeiten konnte. Doch hatten wir auch im Späteren die Arbeitspausen nicht über drei Stunden ausgedehnt. Als nun die Arbeiter, die Aufsichtsorgane und die Betriebsbeamten mit der Handhabung der Apparate völlig vertraut waren, begannen am 23. October 1884 die eigentlichen Schachtarbeiten.

Das Ziel, das uns bei diesen Arbeiten vorschwebte, war, die Wiedergewinnung des Wilhelm-Schachtes in seiner ganzen Teufe von 279.1 m und die Herstellung der unterirdischen Verbindung mit dem Hermenegild-Schachte.

Dies war jedoch keine leichte Aufgabe. Wie bekannt, war im Wilhelm-Schachte bis herab zum Mittelhorizonte eine Scheidemauer eingebaut. Gewisse Einmündungen der Wetterstrecken in das Wettertrum waren zudem von der Förderabtheilung unzugänglich. Man beabsichtigte darum vorerst, nur die Förderabtheilungen zu gewinnen und daselbst alle Kommunikationen auf den Horizonten gegen das Brandfeld abzdämmen. Es waren dies insbesondere der I., II., IV., V., VI., VII. und der Mittelhorizont, siehe Fig. 3. Die meisten Füllorte hatten zudem zwei Ausmündungen.

Die ausgedehntesten Arbeiten erforderten die Abdämmungen und Versicherungen des IV. Horizontes, das in Fig. 11 dargestellt ist, wo schon vor dem Brande vielfache Schäden an den Füllortsmauerungen constatirt wurden. Man musste früher unter den Gurten knapp am Schachtstosse 1.0 m starke Cementmauern *MN* und in den Füllorten Quermauern *RS* aufführen; auch stand es in unserer Absicht, die ganzen Räume zu versetzen. Leider waren diese Versicherungen zur Zeit der Katastrophe nicht ganz beendet. Auch der Schachtscheider zeigte hier vielfache Gebrechen. Diese Andeutungen dürften genügen, um die Schwierigkeiten dieser Arbeiten beurtheilen zu können, die nun mit den Apparaten zu Ende geführt werden mussten.

Im Besonderen muss ich hervorheben, dass zur Sicherung der Arbeiter gegen allerlei Unfälle die umfassendsten Vorsichtsmaassregeln in Anwendung gekommen sind.

Ober Tags waren die beiden Schachtabtheilungen mit Schiebebühnen *S₂ S₁*, Fig. 9, geschlossen, die beim Passiren der Schale schnell geöffnet und geschlossen werden konnten. In der Mitte der Bühne blieb eine mit einer Kautschukplatte verschliessbare Oeffnung *O* für das Förderseil und den Schlauch. Letzterer wurde alle 40 m mit einer Klemme an das Seil befestigt. Zum Schutze dieser Schläuche gegen Unfall waren alle jene Theile, die mit scharfen Kanten in Berührung kommen konnten, mit Ballen von Putzwerk umwickelt. Unmittelbar über der Schale war ein Schutzdach *D* angebracht. Trotzdem wurden noch stets zwei Reserve-Athmungsapparate (Gulibert oder Brasse) auf der Schale mitgeführt, welche von einem unter der Schale situirten mit komprimirter Luft gefülltem Luftreservoir mit der nöthigen Athmungsluft versorgt werden konnten. Der Luftvorrath reichte zum Mindesten für zwei Stunden und beide Arbeiter.

Ein grosses Gewicht wurde auf die Verständigung mit der im Schachte arbeitenden Mannschaft gelegt. Für diese Zwecke waren zwei Glockenzüge zwischen den beiden Förderabtheilungen eingebaut, die von jedem Punkte der Schale gehandhabt werden konnten. Zur Signalisirung vom Tage zu den Arbeitern im Schachte, benützte man eine elektrische Leitung *L*, Fig. 9, die mittelst eines kleinen Handhaspels *H₂* mit der Schale auf- und abbewegt wurde. Auf der Schale befand sich eine Alarmglocke (ein kräftiger Carillon) *G*, dies darum, weil die in den Apparaten beschäftigten Arbeiter ein schwächeres Läutewerk nicht gut hörten.

Das schwere Hören der Arbeiter in den Apparaten, das zumeist durch die sausende Luftzuströmung bedingt wurde, war anfänglich einigermaassen störend. Als man sich jedoch überzeugte, dass das vorübergehende Aufmachen der Glastafel *P*, Fig. 7, im Helme nicht schade, wurde die Verständigung auf diese Weise bewerkstelligt.

Als Reserve befand sich auf der Schale noch eine elektrische Glühlampe. Man verwendete hier Akkumulator-Lampen vom Ingenieur Kornblüh aus Wien, die für eine Brenndauer von zwei bis drei Stunden ausreichten.

Für den Fall der zufälligen Beschädigung der Luftleitung während der Arbeit waren stets zwei von Bremen'sche Handpumpen *P*, Fig. 9, in die Leitung eingeschaltet, die nur durch Drehung eines Hahnes in Kommunikation gebracht wurden und nach der durchgeführten Erprobung bei der grössten benützten Schlauchlänge von 250 m die nöthigste Luft zum Athmen für beide Arbeiter liefern konnten.

Vor dem jedesmaligen Einlassen der Arbeiter wurden von einem stets am Schachte anwesenden Betriebsbeamten nicht nur alle Schläuche, sondern auch alle maschinellen Hilfsvorrichtungen eingehendst revidirt.

Ich würde zu sehr in's Detail kommen, wenn ich hier noch die anderen Vorkehrungen besprechen wollte, welche dazu bestimmt waren, die Mannschaft vor jeder Gefährdung zu schützen, eventuell welche dazu dienten, selbe — wenn nöthig — rechtzeitig aus den Brandgasen heraufzuholen. Wenn alle diese Reserven selten, die meisten gar nicht in Verwendung traten, so gewährten sie jedoch eine ungemeine Beruhigung sowohl für die leitenden Beamten

wie für die Arbeiter, welch' letztere sich förmlich zu den Apparaten drängten, da sie sahen, dass zu ihrer Sicherheit die weitgehendsten Vorsorgen getroffen waren.

Als nun die sämtlichen obenberührten Abdämmungen und Versicherungen beendet waren, konnte am 6. Dezember 1884, nach Durchbrechung der Dämme am tiefsten Wilhelm-Schachthorizonte, die Kommunikation mit dem Herminiegild-Schachte hergestellt werden. Wie dies zu erwarten stand, entwickelte sich sofort eine lebhaft natürliche Wettercirculation durch den Wilhelm-Schacht, dessen Schachtulmen während der langen Absperrung eine um $4-5^{\circ}$ C. höhere Temperatur angenommen hatten.

Die nächsten Arbeiten waren nun die Kompletirungen und Vervollständigungen der sämtlichen mit den Apparaten ausgeführten Verdämmungen und die gründliche Reparatur des ganzen Wetterscheiders. Auch sollte sofort zur Bewältigung des Wetterschachttrummess geschritten werden, was man vom Förderschachte aus (im frischen Wetterstrom) zu erreichen anstrebte. Leider zeigte es sich, dass schon nach achttägiger Ventilierung des Schachtes, die Analysen der Brandwetter im Wetterschachte eine neuerliche CO-Bildung zeigten. Diese unerwartete beginnende Brandbelebung entstand in der Wetterabzugstrecke S, Fig. 4, am Mittelhorizonte in Folge der durch den undichten Wetterscheider eingedrungenen Luft. Trotz aller Bemühungen war es nicht möglich, die lange Scheidemauer völlig abzudichten. Wie aus den Beobachtungen gefolgert werden konnte, war das durch Diffusion durch den Scheider eingedrungene Luftquantum nur ein ganz geringfügiges. Nichtsdestoweniger drängte es uns zur Vorsicht und wurde darum beschlossen, vor der bleibenden Bewetterung des Schachtes noch die beiden Hauptverbindungen des Wetterschachttrummess mit dem Brandfelde (am zweiten und Mittelhorizonte) abzdämmen.

Bei den bisherigen Arbeiten mit den Apparaten gingen wir von oben im Schachte herab, daher vertikal und gelangten in beträchtliche Teufen. Der letzte mit den Apparaten abgedämmte Horizont war 224 m tief. Das Herausheben der Schale, von diesem tiefsten in den beiden Füllorten abgedämmten Horizonte, dauerte allein 25 Minuten.

Bei den nun folgenden Arbeiten mussten wir vom Füllorte in horizontaler Richtung vorrücken. Hierzu waren wieder andere Vorbereitungen nöthig. Die komprimierte Luft entnahm man direkt den Leitungsrohren im Schachte. Zur Beschleunigung der Arbeit wurden gleichzeitig drei Arbeiter eingelassen und hatte jeder einen Schlauch zur Verfügung, der auf eigenen Haspeln aufgerollt war.

In Fig. 13 ist die Luftvertheilung zu den drei Schläuchen a, b, c skizzirt, der vierte Schlauch d war für einen Reserve-Apparat bestimmt, F, diente zur Füllung des mitgenommenen Reserve-Apparates. Neben einem Federmanometer M wurde hier noch ein Quecksilbermanometer Q angebracht, da bei der geringen Schlauchlänge und bei drei Schläuchen nur eine Pressung von 50–60 mm Quecksilbersäule nöthig war, die auf dem Federmanometer nicht gut abgelesen werden konnte. Selbstverständlich mussten die Brandräume gegen den Schacht stets geschlossen ge-

halten werden. Dies erzielte man durch eine Art Schleuse A, Fig. 12.

In die vorrückende Strecke wurden nämlich zwei ca. 2 m voneinander entfernte Mauern MN mit Thüren eingebaut, von denen demnach stets eine Thür geschlossen gehalten werden konnte.

Die Hauptschwierigkeiten bereitete die Bewältigung der seinerzeitigen Wetterabzugstrecke am Mittelhorizonte P, Fig. 4, da dieselbe in Folge des Brandes vielfach beschädigt und zudem in späterer Zeit mit Grubengasen angefüllt war. Das Streckenkreuz Z, Fig. 12, war ganz eingestürzt und musste zuerst bewältigt und dann in Mauerung gesetzt werden, bevor der Damm D und C aufgeführt werden konnte.

Als auch diese Verdämmungen beendet waren und nicht genügten, kam noch die selbstständige Bewältigung des Wetterschachttrummess an die Reihe. Diese Arbeiten waren die beschwerlichsten und gefährlichsten, welche wohl jemals mit Athmungs-Apparaten ausgeführt wurden. Der Wetterschacht hatte einen Querschnitt von nur 2.0 m^2 . Es schien uns das Zweckmässigste zu sein, wieder von oben herab vorzugehen, da bedeutende Schachtreparaturen mit zu besorgen waren. Für diese engen Dimensionen musste eine eigene Schale konstruirt werden, auf welcher die beiden gleichzeitig eingelassenen Arbeiter nur nothdürftig untergebracht werden konnten. Ebenso schwierig war die Deponirung des Materials und des sämtlichen Zugehörs (der Reserve-Apparate, des Luftreservoirs u. dergl.)

In dem Wetterschachttrumme war seinerzeit eine Fahrung eingebaut, die im Zwecke der Erhaltung einer ausreichenden Wetterführung, beseitigt werden musste. Von dieser Fahrung sind die meisten eichenen Spreizen, dann noch einige Fahrtbühnen zurückgeblieben, die man zu den periodischen Revisionen des Schachttrummess zu benützen hoffte. Die Vorragungen bildeten nun beim Einlassen der Schale kritische Hindernisse. Mit Rücksicht darauf war darum die Schale nach allen Seiten tonnenförmig ausgebaucht. Zur Führung dienten zwei alte Förderseile, die vorerst an den beiden Seitenulmen des Trummess eingelassen und unten mit zwei je 1.8 q schweren Senkeln gespannt erhalten wurden.

Da die Brandgase im Schachttrumme noch eine grössere Pressung zeigten wie im Förderschachte (8–10 mm Wassersäule), musste selbstverständlich ober Tags der Schacht geschlossen gehalten werden, was in analoger Weise wie beim Förderschachte veranlasst wurde. Die Bethätigung der Schale beabsichtigte man anfänglich mit einem Dampf-Förderhaspel (wie solche hier in der Grube vielfach verwendet werden) zu bewerkstelligen. Doch wurde dies bei dem ziemlich bedeutenden Schalengewichte (die vollbelastete und armirte Schale wog 20 q) und dem fehlenden Gegengewichte nicht für rathlich erkannt.

Man beschloss darum auch hier die Fördermaschine und das Förderseil zu benützen, welches letztere von der angrenzenden Förderabtheilung über eingelegte Seilscheiben ober das Wettertrumme geführt wurde. Die andere Förderschale diente als Gegengewicht.

Die ersten Arbeiten bestanden nun in der gänzlichen Wegräumung aller berührten Hindernisse (der Spreizen, Fahrtbühnen). Da es bei diesen Arbeiten als dringend erschien, den unteren Schachttheil zu beleuchten, weil es vorkam, dass sich die Schale unverhofft zwischen zwei Spreizen festklemmte und dann nicht auf- und abbewegt werden konnte, musste am unteren Theil des Luftreservoirs unter der Schale eine Glühlampe angebracht werden, die uns sehr gute Dienste leistete.

Die weitaus gefährlichsten Arbeiten waren auch hier am IV. Horizonte zu leisten. Wie aus der Skizze, Fig. 11, zu ersehen, mündeten hier (ca. 4 m ober dem Füllorte des Förderschacht-Horizontes) zwei Wetterstrecken *A*, *B*. Die Schachtmauern waren hier durch den Gebirgsdruck ganz geborsten und lösten sich oft nur bei sanfter Berührung in grossen, mehrere Centner schweren Brocken sammt den anliegenden Gesteinsschichten ab, wodurch die Leitseile in heftige Schwankungen geriethen. Es war unthunlich, diese schadhafte Schachtpartie von 10—12 m Länge bis herab zu einer halbwegs festen Sohle zu durchfahren, von wo dann neue Schachtmauern hätten aufgeführt werden können, weil die Erhaltung und Versicherung der bereits weiten Räume bei Freihaltung der Kommunikation für die Schale undurchführbar war.

Man war daher zu einer provisorischen Ausmauerung der oberen Theile gedrängt, bei Benützung von **I**-Eisenträgern, deren Einbau mit den Apparaten nicht geringe Schwierigkeiten bereitete. Unter den Trägern ging man wieder stückweise vor bis zur Erreichung einer festen Sohle, von wo aus die definitive Schachtmauer aufgeführt wurde.

Die untere nicht gemauerte Wetterschacht-Abtheilung unter dem IV. Horizonte hat wieder durch den Brand stark gelitten und musste nun ganz in Mauerung gesetzt werden, nachdem vorerst die tief angelauteten Stösse bis auf das feste Gestein nachgenommen waren.

Bei den Arbeiten im Wetterschachte haben auch die Grubengase, die sich in den Brandwettern immer mehr anreicherten, zu ernststen Besorgnissen Anlass gegeben. Ihr Gehalt betrug bis 30 %. Die Gase entzündeten sich an der offenen Flamme und brannten dann mit der charakteristischen bläulichen Flamme. Da nun bei dem jedesmaligen Oeffnen des Wetterschachtes (während der Passirung der Schale mit den Arbeitern) eine grössere Menge dieser Gase in die Schachtlokalitäten entströmte, musste selbstverständlich alles offene Licht und Feuer im ganzen Bereiche des Schachtes sorgsamst überwacht werden. Die Rouquayrol-Lampe musste aber dennoch mit einem offenen Lichte angezündet werden.

Trotz diesen vielfachen, hier nur flüchtig angedeuteten Erschwernissen wurde auch der Wetterschacht ohne jeden Unfall bewältigt, so dass am 25. Februar 1885 die abermalige und bleibende Ventilation der beiden Schachtabtheilungen veranlasst werden konnte.

Mit der Gewinnung des Wilhelm-Schachtes war nun das Gelingen aller späteren Bewältigungsarbeiten ausser Frage gestellt und gesichert.

Wie ungewöhnlich und schwierig diese Arbeiten waren, könnte ich damit erhärten, dass die erfahrensten Fach-

kollegen, die ich über die zu treffenden Maassnahmen konsultiren konnte, mir zumeist mit Achselzucken antworteten. Der in bergmännischen Kreisen wohlbekannte Chef-Ingenieur Arnould in Mons rieth mir, den Wilhelm-Schacht bis zu der betroffenen Teufe zu verschütten und dann in der Anschüttung in verjüngten Dimensionen einen neuen Schacht abteufen, um die Abmauerungen gegen das Brandfeld herstellen zu können. Eine ziemlich drastische Maassregel — analog dem Ertränken des Schachtes. Ich berieth mich auch mit unserem sehr geehrten Vereinsmitgliede, Herrn kais. kön. Ober-Bergrath A. Rücker, und es war für mich eine grosse Beruhigung, zu erfahren, dass der von uns befolgte und beabsichtigte Vorgang im Wesen ganz gebilligt wurde.

Nach der Bewältigung des Wilhelm-Schachtes war nun das Nächste dessen solideste Instandsetzung, wobei grössere Schachtpartien neu in Mauerung gesetzt werden mussten.

Die Förderung aus der tiefen Flötzpartie des mächtigen Johann-Flötzes konnte darum zuerst im Mai 1885 eingeleitet werden. Da nun der Wilhelm-Schächter Ventilator zur Verfügung stand, konnte demselben wie im Früheren die Bewetterung der angrenzenden Baufelder überantwortet werden, wodurch der Jacob-Schächter Ventilator wesentlich entlastet wurde.

Bei Aufnahme des Betriebes am Wilhelm-Schachte waren immer noch die grossen Abbauräume der Hangendflötze und das eigentliche Brandfeld selbst abgedämmt. Man konnte nun von den Füllorten gegen das Brandfeld vorrücken, successive den Brandherd einengen und die noch abgedämmten Baufelder erschliessen.

Die bei den Bewältigungsarbeiten sich wiederholt einstellenden Selbstentzündungen liessen auch nun die Vorrückung bei Nachführung eines frischen Luftstromes nicht zu; dies umsoweniger, als die ganzen Räume nun nahezu mit reinen Grubengasen angefüllt waren. Man hätte daher auch hier mit Athmungs-Apparaten vorgehen müssen.

Vorerst erschien es dringend, das eigentliche Brandfeld des mächtigen Johann-Flötzes von den anderen Abbauräumen der Hangendflötze zu isoliren, wobei man in der Wetterabzugstrecke *P*, Fig. 4, bis hinter das Kronprinzflötz *K* vorzudringen hatte. Da die Vorrückung in dieser ausgebrannten, vielfach eingestürzten und mit Grubengasen erfüllten Strecke sich als äusserst beschwerlich und gefährlich gestaltete, wurde von dem letzten Damme *D*, Fig. 12, am Mittelhorizonte ein neuer Zubauschlag (als Grundstrecke und Querschlag) angelegt, der bis hinter dem Kronprinzflötz in den alten Wetterquerschlag *S* ausmündete. Dadurch wurde die Beendigung der weiteren Arbeiten etwas verzögert.

Bei Durchbrechung dieses Zubauschlages, der in einem festen Sandstein anstand, wurden uns abermals nicht geringe Besorgnisse eingeflösst.

Die vorliegenden Räume waren mit reinen Grubengasen erfüllt (die Analysen ergaben über 90 % CH_4).

Bei Auffahrung der letzten zwei Meter konnte die Schiessarbeit nicht mehr gehandhabt werden und mussten wieder die Athmungs-Apparate in Verwendung treten, nachdem, wie in früheren analogen Fällen, eine Schleuse herge-

stellt wurde. In dieser Schleuse bildeten sich durch Mischung der Grubengase mit Luft die heftig explodirbarsten Gasgemische (Schlagwetter), deren Entzündung hier sogar von den Funken, welche bei der Bearbeitung des harten Gesteins mit Stahlwerkzeugen in reichlicher Menge absprühten, befürchtet wurde. Vor der Beendigung dieser Arbeiten wurden zu unserer Beruhigung mehrfache Versuche über die Entzündlichkeit der Grubengase durch derlei Stahlfunken durchgeführt, worüber ich in der Oesterreichischen Zeitschrift vom Jahre 1886 Näheres berichtete.

Es mag noch erwähnt sein, dass der Wetterquerschlag total ausgebrannt war. Die vom seinerzeitigen Eisenausbau gebliebenen Streckengestelle standen in den eingestürzten Berghaufen wie Gerippe vor; die Eichenpfähle waren verbrannt oder verkohlt.

Das Gesenke *G*, Fig. 4, das allerdings erst durch die späteren Arbeiten zugänglich geworden ist, und die Strecke *H* waren gleichfalls ganz ausgebrannt. Weniger gelitten hat jedoch das Kronprinzflötz, was man anfänglich befürchtete. Die Temperatur im Querschlage *S*, Fig. 4, war aber schon bis auf 20° C. abgekühlt. Diese intensive Abkühlung bewirkten die sich stetig entwickelnden Grubengase, welche das Brandfeld durchströmten. Es ist eine bekannte Erfahrung, dass in allen Ortsbetrieben, wo bedeutende Gasauströmungen beobachtet werden, die Wetter ungleich kühler sind. Dieser Umstand wurde sogar mit der Aggregatform der Grubengase in Verbindung gebracht, indem angenommen wurde, dass dieselben — bei Betracht der grossen Spannung der Gase im Flötze — in einer flüssigen oder festen Form vorkommen, die dann bei ihrer Verflüchtigung die Kälte erzeugen. Selbstverständlich war der Brand vollständig erloschen; die Analysen der Gase ergaben kaum 0.3—0.4 % O. In dem Querschlage wurden dann Dämme sowohl gegen das Kronprinzflötz wie gegen das mächtige Johann Flötz aufgeführt.

Zur weiteren Einengung und Isolirung des eigentlichen Brandfeldes war es noch nöthig, den VII. Wilhelm-Schachthorizont *Z*, Fig. 3 und 4, zu gewinnen und abzdämmen, da derselbe durch ein 26 cm Bohrloch *B*₂, Fig. 3, im westlichen Querschlage mit dem Johann-Flötze verbunden war. Dies konnte nun leicht erzielt werden, da der Querschlag bei Sperrung des Gasabzuges am Mittelhorizonte ausventilirt werden konnte, ohne dass ein Luftzutritt durch das Bohrloch zu besorgen stand.

Auf diese Weise war das Brandfeld des Johann-Flötzes in den vier zuführenden Querschlägen abgedämmt und von den anderen Flötzpartien und Abbauräumen ganz isolirt.

Die abgedämmten Räume im Johann-Flötze betrugen ca. 114.000 m³. Bei 90 % CH₄ und einer 10 % igen Schlagwettermischung ergäbe dies über eine Million der heftigst explodirbaren Schlagwetter. Wenn man die Explosionswirkungen, die nur kleine Mengen dieses Gases verursachen, kennt, so muss man vor den Folgen schaudern, die bei einer eventuellen Entzündung und Explosion dieser Gase eintreten konnten. Es ist selbstverständlich, dass uns dieser Umstand zu den pedantischsten Vorsichtsmaassregeln drängte, und dass ein Lufteinlassen, bezw. Ventiliren dieser Räume wohldurchdacht werden musste.

Die fortgesetzten Beobachtungen des Brandfeldes ergaben sehr günstige Anzeichen. Aus den Analysen und der bedeutend gesunkenen Temperatur in den abgebauten Räumen konnte eine vollständige Erstickung des Brandes und die weitgehendste Erkaltung aller seinerzeit vom Feuer ergriffenen Strecken- und Flötztheile gefolgert werden. Anhäufungen von eingestürzter Kohle in den Abbauräumen, die allenfalls Befürchtungen der Selbstentzündung bei neuerlicher Luftzuführung wachrufen konnten, waren nicht anzunehmen.

Dies bestimmte uns, eine vorsichtige Ventilirung dieses Flötztheiles zu versuchen. Da man nur am VI. Horizonte vordringen konnte, wurde es für räthlich gehalten, die unter dem VI. Horizonte liegenden und zumeist nur in Ausrichtung begriffenen Flötzpartien *M*, Fig. 4, unter Wasser zu setzen, um die Gase beim Vorrücken nicht im Rücken zu haben. Für diese Unterwassersetzung genügten nur die zusitzenden Wässer dieses Horizontes (ca. 0.6 m³ pro Minute), welche am Bohrloche des VII. Horizontes durch einen Damm zurückgehalten wurden.

Bei der Ventilirung, die am 19. Juni d. J. begann, musste trotzdem mit der grössten Vorsicht vorgegangen werden. Vorerst wurden alle vier in Cement solid ausgeführten Dämme explosionssicher gemacht, indem dieselben auf 2.0 m verstärkt wurden. Bei Annahme der gefährlichsten Explosion in den abgebauten Räumen konnte — nach den Ermittlungen der französischen Schlagwetter-Commission — höchstens nur ein Druck von 6.5 Atm. auf die Dämme ausgeübt werden, dem dieselben sicher widerstanden hätten.

In dem obersten Dämme am Mittelhorizonte waren zwei Gusseisenrohre von 15 cm Durchmesser eingebaut, die mit Schubern versehen und zum Abzapfen der Gase bestimmt waren. Die Gase wurden durch eine Zinkwetterlutte direkt in das Wetterschachttrum abgeleitet.

Am VI. Horizonte waren für die einzulassende Luft zwei andere Rohre eingemauert. Nach Oeffnung der Rohre und der beginnenden Ventilation wurden die dem Brandfelde entströmenden Gase ohne Unterbrechung beobachtet und alle drei Stunden analysirt. Man wollte auf diese Weise die beginnende Selbstentzündung sofort erkennen, um dieselbe noch im Keime unterdrücken zu können.

Aber selbst für den Fall des Misslingens des Versuches war der Grubenbetrieb am Wilhelm Schachte durch die Dämme gegen jede Gefährdung geschützt. Die einzulassende Luft (in den ersten Tagen 6.0 m³, dann 10.0 m³ pro Minute) nahm den kürzesten Weg durch das Brandfeld. Es war dies daher die kritischste Erprobung, die in Betreff der eventuellen Selbstentzündung durchgeführt werden konnte.

Der O-Gehalt der abziehenden Gase, der wie erwähnt nur 0.3 % betrug, nahm nun stetig zu und betrug nach zehn Tagen 13—14 % ohne jeder Spur von CO-Bildung, der CH₄-Gehalt sank von 90 % auf 13 %. Man konnte daher am 30. Juni 1886 mit Beruhigung den unteren Damm am VI. Horizonte öffnen und in das Brandfeld vordringen, wobei die zugeführten Luftmengen noch verstärkt werden mussten.

Die eröffneten Streckentheile waren allerdings ziemlich arg zugerichtet; einestheils in Folge des Massendruckes, der

in diesen Partien bereits vor dem Brande aufgetreten war, anderentheils in Folge des langen Stillstandes und der vielen Explosionen während und nach der Katastrophe.

Die nun folgenden Arbeiten waren rein bergmännische Bewältigungsarbeiten, die hier allerdings mit besonderer Vorsicht durchgeführt werden mussten, da bei der successiven Entgasung der entfernteren Flötztheile immer noch bedeutende Schlagwettermengen fortwährend zu beseitigen waren. Im weiteren Verfolge wurde dann die untere Grundstrecke, bezw. Querschlag *Q*, Fig. 4, und die obere gleichfalls sehr beschädigte Wetterabzugstrecke *WW*, auf eine summarische Länge von 450 m, in solide Ziegel-Cementmauerung gesetzt.

Ich möchte hier noch erwähnen, dass mit diesen, im Gefolge der Bewältigungsarbeiten durchgeführten Versicherungen vorzugsweise der Zweck verfolgt wurde, ähnliche Katastrophen unmöglich zu machen. Zu diesem Behufe wurde jedes Flötz und jeder Flötztheil durch explosionssichere Mauerdämme isolirt. Die Wetterströme sind gleichfalls verlässlich getrennt und münden direkt in den Ausziehschacht. Die Wetterabzugstrecken stehen zumeist in Mauerung und wird der Zugang behufs eventueller Sperrung thunlichst freigehalten. Die bedeutenderen Bewältigungskosten müssen daher zum grossen Theile als auf Meliorationsbauten verwendet, betrachtet werden.

Nachdem nun bei der Ventilirung des eigentlichen Brandfeldes keine Selbstentzündung eingetreten ist, musste dies von den anderen abgedämmten Flötztheilen, so insbesondere von dem Kronprinzflötze, umso weniger befürchtet werden. Wir überzeugten uns übrigens zuvor von dem Zustande dieses letzteren Flötzes und veranlassten dann die normalmässige Ventilirung aller früher in der Eindämmung eingeschlossenen Flötzpartien.

Für den getrennten Wetterabzug aus der tieferen Partie des mächtigen Johann-Flötzes, der bis dahin mit dem Kronprinzflötz vereinigt war, wurde ein Wetterquerschlag von 150 m Länge getrieben, der zur Zeit der Ventilirung des Brandfeldes gleichfalls beendet war, so dass nun am Wilhelm-Schachte der volle Betrieb auf allen Flötzen umgehen kann.

So endete die grosse Katastrophe, der man in den verschiedenen Phasen ihrer Entwicklung mitunter rathlos gegenüberstand, mit der vollständigen Behebung aller nachtheiligen Folgen, welche dem Reviere bleibende Erschwerisse zu bereiten drohten. Wir aber, die vielgeplagten Kohlenbergleute, welche den immerwährenden Kampf mit den Schlagwettern zu bestehen haben, wurden wenigstens von dieser einen Sorge befreit, welche uns wie ein Alp jahrelang bedrückte.

Ueber den ökonomischen Werth der Schwellenimprägnirung.

Vortrag, gehalten in der Fachgruppe der Bau- und Eisenbahn-Ingenieure des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines am 3. Februar 1887 von J. Ribaf, Central-Inspektor der österr. Nordwestbahn.

Die Vortheile der Schwellenimprägnirung sind bereits so oft und in so eingehender Weise erörtert worden, dass man sich der Ansicht hinneigen sollte, die Ueberzeugung hievon werde von allen betheiligten Kreisen getheilt, und doch, wenn man die letzt veröffentlichten ämtlichen Daten über die Gebarung der österreichisch-ungarischen Bahnen überblickt, so findet man, dass dies der Fall nicht sei und dass noch ein grosser Theil der Bahnverwaltungen von der Schwellenimprägnirung absieht.

Nach der vom k. k. Handelsministerium für das Jahr 1884 veröffentlichten Statistik sind nämlich im Jahre 1884 in Oesterreich 1,265.689 Stück harte und 449.688 Stück weiche Schwellen eingelegt worden, hierunter sind jedoch bloss 526.986 Stück harte und 174.895 Stück weiche Schwellen imprägnirt, daher beiläufig nur 40.9% der Gesamtmenge. In Ungarn ist das Verhältniss ein noch ungünstigeres, da von den im Jahre 1884 eingelegten 1,059.426 Stück harten Schwellen nur 17.645 Stück, d. i. 1.6% imprägnirt waren.

Ich bemerke sofort, dass sich für die nächsten Jahre das Verhältniss günstiger herausstellen dürfte, da vorauszusetzen ist, dass die k. k. General-Direktion der österreichischen Staatsbahnen die auf ihren Hauptlinien bestehende Imprägnirung auch auf den anderen verstaatlichten Linien einführen wird und die Direktion der königlich ungarischen Staatsbahnen in einem der letztverflossenen Jahre eine Imprägniranstalt in Grosswardein errichtet hat.

Forscht man nach der Ursache dieser verhältnissmässig geringen Anwendung des Imprägnirungsverfahrens in Oesterreich-Ungarn, so begegnet man in erster Linie

dem Einwande, das Holzmateriale sei in diesen beiden Staaten so billig, dass die Imprägnirung desselben keine ökonomischen Vortheile bieten könne; ferner scheint sich durch den Umstand, als bisher stets nur die Auswechslungsprozente einzelner Partien veröffentlicht wurden, diese aber bei den verschiedenen Bahnen und Jahrgängen oft bedeutende Unterschiede zeigen, ein Misstrauen gegen die Richtigkeit der Auswechslungsziffern eingeschlichen und zugleich die Ansicht gebildet zu haben, die veröffentlichten günstigen Resultate seien mehr dem Zusammentreffen mehrerer günstiger Umstände zuzuschreiben und werden ungünstiger, sobald die beim Beginne der Verwendung von imprägnirtem Materiale stattfindende vermehrte Aufmerksamkeit nachlasse.

Diesen in beiden Richtungen irrigen Anschauungen mit Erfolg entgegenzutreten, ist meiner Ansicht nach nichts geeigneter, als die Veröffentlichung der seit der Einführung der Imprägnirung erzielten Gebarungsergebnisse, und ich glaube daher nur im Interesse der guten Sache zu handeln, wenn ich mit Bewilligung meiner Verwaltung Ihnen die Gebarungsergebnisse der Südnorddeutschen Verbindungsbahn aus den Jahren 1870—1886 hiemit mittheile.

Die Resultate dieser Bahn sind insofern zu einem Vergleiche geeignet, als während der ganzen in Betracht genommenen Zeit stets gleichartiges Materiale zur Verwendung gelangte, daher die, wie später ersichtlich, günstigen Gebarungsergebnisse der letzten Jahre ausschliesslich der Einführung der Imprägnirung zuzuschreiben sind.

Ehe ich zur Erläuterung der später folgenden Tabellen übergehe, gestatte ich mir eine gedrängte Beschreibung der

betreffenden Bahn voranzusenden, um durch dieselbe den Nachweis zu liefern, dass die baulichen Verhältnisse dieser Bahn keine für die Erhaltung des Schwellenmaterials besonders günstigen sind.

Die Bahn führt mit Ausnahme der Elbeniederung grösstentheils im Hügellande und liegen von den 285 km der Bahnlänge bloss 43 km oder 15 % der Gesamtlänge in 1:∞, 65 km oder 23 % in Neigungen zwischen 1:200 bis 1:100 und 91 km oder 33 % in Neigungen zwischen 1:100 bis 1:66. Diesen ungünstigen Neigungsverhältnissen entsprechen auch die Richtungsverhältnisse, da bloss 154 km oder 55 % der Gesamtlänge in Geraden liegen, wogegen 35 km oder 13 % in Bögen bis zu 500 m Halbmesser, 56 km oder 20 % in Bögen unter 500 bis 300 m Halbmesser und 34 km oder 12 % in Bögen unter 300 bis 200 m Halbmesser liegen.

Das Gestänge bestand im Jahre 1870 noch durchgehends aus Eisenschienen nach dem seinerzeit bei den k. k. Staatsbahnen eingeführten Profile von 36 kg Gewicht per Meter. Der Ersatz derselben erfolgte in den Jahren 1870—1871 durch Puddelstahlschienen, später durch Flusstahlschienen, so dass mit Schluss 1885 sämtliche Eisenschienen aus der kurrenten Bahn der alten Strecke beseitigt waren.

Die im Jahre 1875 eröffneten Ergänzungslinien Reichenberg—Seidenberg und Eisenbrod—Tannwald erhielten Eisenschienen nach dem Normale der Oesterr. Nordwestbahn mit 34.5 kg per Meter. Von diesen Eisenschienen sind mit Schluss 1886 auch bereits 23.3 % durch Flusstahlschienen ersetzt.

Die Eisen- und Puddelstahlschienen hatten festen Stoss, und waren Unterlagsplatten in den Geraden und in Bögen bis 600 m Halbmesser nur unter den Stössen und in der Mitte der Schienenlänge eingelegt, wogegen in Bögen unter 600 m Halbmesser, Unterlagsplatten auf jeder Schwelle lagen. Die Flusstahlschienen haben schwebenden Stoss.

In Folge der Erkenntniss des günstigen Einflusses der Platten auf die Schonung der Schwellen wurde nach Einführung der Verwendung imprägnirter Schwellen auch eine Vermehrung der Platten beschlossen, u. zw. zuerst in sämtlichen Bögen, seit vier Jahren aber bei jeder Einlegung von neuem Schwellenmaterial ohne Unterschied von dessen Lage, so dass in wenigen Jahren auch in den Geraden auf jeder Schwelle Platten vorhanden sein werden.

Die Vortheile dieser Einführung glaube ich als bekannt voraussetzen zu können und verweise auch diesbezüglich auf die in der jüngsten Zeit im Centralblatte der Bauverwaltung und in der Zeitschrift „Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens“ erschienenen Artikel.

Zu den Schwellen wurden in den Jahren 1870—1878 Fichten, Tannen und Kiefern verwendet, seit dieser Zeit kommen aber ausschliesslich Kiefern zur Verwendung, welches Material den in der Umgebung der Bahn befindlichen Waldungen entnommen wird; da nun diese Wälder theils in den Flussniederungen, theils längs den Hügelketten liegen, so kann auch die Holzbeschaffenheit nur als eine mittlere bezeichnet werden.

Die Schwellen wurden bis mit Einschluss des Jahres 1876 in nicht imprägnirtem Zustande verwendet. In diesem

Jahre wurde über Antrag des damaligen Vorstandes der Bahnerhaltung der Oesterr. Nordwestbahn, seit 1878 auch Vorstand der Bahnerhaltung der Südnorddeutschen Verbindungsbahn, Herrn Baudirektor Hohenegger, die Imprägnirung beschlossen und diesbezüglich mit Herrn Guido Rüttgers in Verhandlung getreten, welcher behufs Benützung für beide Bahnen eine Imprägniranstalt in der gemeinschaftlichen Station Rossitz errichtete.

Mit der Imprägnirung wurde zwar im Jahre 1876 begonnen, das imprägnirte Material konnte jedoch erst im Jahre 1877 zum ersten Male in Verwendung genommen werden.

Das angewendete Verfahren ist jenes nach System Burnett und wurde ursprünglich in den Jahren 1876—1879 theils mit reiner Zinkchloridlauge von 3° Beaumé Dichte, theils mit einem Gemische von 94 % dieser Lauge und 6 % kreosothältigem Theeröl imprägnirt.

Im Jahre 1880 wurde zur Imprägnirung mit der verdünnten Zinkchloridlauge von 1½° Dichte übergegangen, welcher jedoch behufs leichteren Eindringens derselben in das Holzmaterial, kreosothältiges Theeröl, u. zw. 1½ kg per Schwelle, zugesetzt wird.

Die Kosten der Imprägnirung betragen bei den ersteren Verfahren 45 bzw. 54 kr., bei dem jetzigen Verfahren 34 kr. per Schwelle, wobei dem Unternehmer das Dexeln, sowie das Aufladen der Schwellen besonders vergütet wird.

Der Unternehmer hat für Fichten und Tannen eine siebenjährige, für Kiefern eine neunjährige Haftzeit, jedoch nur in dem Umfange, dass derselbe verpflichtet ist, für jede während der Haftzeit durch Fäulniss unbrauchbar gewordene Schwelle, eine andere Schwelle unentgeltlich zu imprägniren. Für diese Ersatzschwelle obliegt dem Unternehmer keine weitere Haftpflicht.

Der durch das vorzeitige Faulen entstehende Verlust an Materialwerth fällt zu Lasten der Bahnanstalt.

Das Bettungsmaterial ist bloss bei den im Jahre 1875 eröffneten Strecken ein entsprechendes, wogegen in den alten Strecken theils nicht ganz von Lehm reiner Grubenschotter, theils Schlägelschotter aus Rothliegendem vorhanden ist, welch' letzteres Material nicht witterungsbeständig ist, daher in wenigen Jahren zerfällt und eine für die Schwellenerhaltung sehr ungeeignete Bettung bildet.

Die Auswechslung dieses Materials erfolgt seit Abnahme der übrigen Erhaltungsauslagen im stetig grösseren Umfange.

Der Verkehr auf dieser Bahn ist ein ziemlich lebhafter, was schon aus den Einnahmen hervorgeht, welche, selbst bei den ungünstigen wirtschaftlichen Verhältnissen der letzten Jahre, zwischen fl 9000—10.000 pro 1 km schwankten.

Die Personenzüge verkehren mit 40 km Geschwindigkeit, die Güterzüge werden, der früher erwähnten ungünstigen Steigungen wegen, grösstentheils von vierachsigen Maschinen von 42 t Gewicht befördert.

Nach dieser Schilderung der Bahnverhältnisse übergehe ich nunmehr zur Erläuterung der nachfolgenden Tabellen.

In der Tab. 1 sind die Ergebnisse der Schwellenauswechslung, sowohl der Schwellenanzahl als der hiefür aufgelaufenen Kosten nach, ausgewiesen, wogegen in der Tab. 2 die

Schwellenauswechslung in Prozenten des Gesamtstandes, ferner die Auswechslungsprozente für imprägnirte Fichten und Kiefern, sowie für nicht imprägnirte Kiefernswellen graphisch dargestellt sind.

Obleich die Ueberschrift der Rubriken in der Tab. 1 den Zweck derselben ersehen lässt, so soll doch der grösseren Klarheit wegen eine Erläuterung hiemit gegeben werden.

In der Rubrik 1 ist die Jahreszahl und in der Rubrik 2 die in den betreffenden Jahren in Betrieb gestandene Kilometer-Anzahl ausgewiesen. In der Rubrik 3 ist die Beschaffenheit, in Rubrik 4 die Anzahl der jeweilig in der Bahn gelegenen Schwellen ersichtlich. In der Rubrik 5 ist die Anzahl der jeweilig in dem betreffenden Jahre zur Auswechslung gelangten schadhafte Schwellen, getrennt nach deren Beschaffenheit, ausgewiesen. In den Rubriken 6, 7 und 8 ist das Prozentverhältniss des ausgewechselten Materiales vom Bestande, und zwar in den Rubriken 6 und 7 vom gleichartigen Bestande, in der Rubrik 8 das Prozentverhältniss der in dem betreffenden Jahre stattgefundenen Gesamtauswechslung vom Gesamtbestande ausgewiesen.

In den Rubriken 9, 10, 11 und 12 erscheint der aufgelaufene Geldaufwand, und zwar in der Rubrik 9 der Geldwerth des ausgewechselten Holzmaterialies, in der Rubrik 10 der hiernach auf den Bahnkilometer entfallende Durchschnitts-Aufwand nachgewiesen, wogegen in der Rubrik 11 die Gesamtausgabe, bestehend aus dem Lohne für die Schwellenauswechslung und dem in der Rubrik 9 verzeichneten Materialwerthe erscheint, aus welcher schliesslich in der Rubrik 12 der darnach auf den Bahnkilometer entfallende Durchschnitts-Aufwand ermittelt ist.

Die in den Rubriken 4, 5, 6 ausgewiesenen Ziffern sind den geführten Vormerkungen, jene der Rubrik 9 den in den Generalversammlungen erstatteten Geschäftsberichten entnommen.

Zur Ermittlung der Höhe des Lohnaufwandes für die Rubrik 11, wurde, da derselbe nur ab 1878 aus den vorhandenen statistischen Tabellen hätte entnommen werden können, der gleichen Behandlung wegen, der aus dem Aufwande mehrerer Jahre sich ergebende Durchschnittslohn von 20 kr. pro Schwelle zu Grunde gelegt, welcher Ein-

Tabelle I. Südnorddeutsche Verbindungsbahn. Schwellen-Auswechslung.

Jahr	Betriebs- Kilometer	S c h w e l l e n			P e r c e n t f ü r			K o s t e n f ü r V I I I ₃ i n f l . ö . W .			
		Gattung	Bestand	schadhaft	nicht im- prägnirt	im- prägnirt	zu- sammen	Materiale		Lohn und Materiale	
			S t ü c k					zusammen	pro Kilo- meter	zusammen	pro Kilo- meter
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1870	225-833	nicht imprägnirt	313646	54739	17·4	—	17·4	38635	171	49583	220
1871	"	"	313646	53748	17·1	—	17·1	39867	177	50617	224
1872	"	"	313646	56766	18·1	—	18·1	49069	217	60422	268
1873	"	"	313646	61766	19·7	—	19·7	57146	253	69499	308
1874	225 302	"	313646	82561	26·3	—	26·3	70159	311	86661	384
1875	285-070	"	357952	67029	18·7	—	18·7	70145	246	83551	293
1876	"	"	357952	69660	19·4	—	19·4	77886	273	91818	322
1877	"	"	357952	64818	18·1	—	18·1	88428	310	101392	391
1878	"	{ imprägnirt	{ 325529 32423	{ 35905 —	11·03 —	— 0·00	10·3	52566	184	59747	210
1879	"	{ nicht imprägnirt imprägnirt	{ 294183 63842	{ 54383 —	18·48 —	— 0·00	15·2	77055	270	87932	308
1880	"	{ nicht imprägnirt imprägnirt	{ 240276 118214	{ 63452 —	26·41 —	— 0·00	17·7	78700	276	91390	321
1881	"	{ nicht imprägnirt imprägnirt	{ 181757 174782	{ 59591 —	32·78 —	— 0·00	16·7	71471	251	83389	293
1882	"	{ nicht imprägnirt imprägnirt	{ 115220 243044	{ 47955 225	41·62 —	— 0·09	13·4	60853	213	70489	247
1883	"	{ nicht imprägnirt imprägnirt	{ 64582 289460	{ 30578 877	47·34 —	— 0·30	8·8	44112	155	50403	177
1884	"	{ nicht imprägnirt imprägnirt	{ 34004 824403	{ 15044 1692	44·09 —	— 0·52	4·6	26617	93	29964	105
1885	"	{ nicht imprägnirt imprägnirt	{ 19714 343107	{ 8465 3829	42·94 —	— 1·12	3·4	22079	75	24538	86
1886	"	{ nicht imprägnirt imprägnirt	{ 11252 354041	{ 9800 5000	87·09 —	— 1·41	4·1	23000	80	25960	91
1887	"	{ nicht imprägnirt imprägnirt	{ 1500 364000	{ 1500 9400	100·00 —	— 2·58	3·0	21200	70	23380	82
1888	"	"	366200	14700	—	4·00	4·0	23000	80	25940	91
1889	"	"	366600	20200	—	5·50	5·5	31000	108	35040	123
1890	"	"	366700	28600	—	7·80	7·8	41000	144	46720	164
1891	"	"	367000	36700	—	10·00	10·0	53000	186	60310	212
1892	"	"	367000	45875	—	12·50	12·5	66250	233	75425	265
1893	"	"	367000	55050	—	15·00	15·0	79500	279	90510	318

heitspreis mit der Anzahl der ausgewechselten Schwellen multiplicirt, dann den jeweiligen Lohnaufwand ergab.

Sämmtliche mit Inbegriff des Jahres 1886 ausgewiesenen Angaben sind Gebarungsresultate; um jedoch die Entwicklung des Aufwandes auch bei dem nunmehr ausschliesslichen Bestande imprägnirten Materiales und dessen steigender Auswechslung darzustellen, wurden auf Grundlage der bisherigen eigenen, und da diese nicht ausreichend sind, auf Grundlage der bei den anderen Bahnen gemachten Erfahrungen die entsprechenden Daten für die Jahre 1887 bis 1893 ermittelt.

Zur Klarstellung wird noch beigelegt, dass der in der Rubrik 9 ausgewiesene Aufwand gemäss den Regierungsvorschriften nicht allein den Materialwerth der eigentlichen Bahnschwellen, sondern auch jenen der Weichenschwellen enthält. Der Werth der letzteren sollte daher bei diesem Vergleiche in Abzug gebracht werden, da jedoch dieser Werth erst vom Jahre 1878 an hätte richtig ausgeschieden werden können, so wurde diese Trennung unterlassen, wodurch zwar eine Unrichtigkeit entsteht, welche aber bei der im Verhältnisse zu den Auslagen für Bahnschwellen unbedeutenden Grösse dieser Auslage, die Zuverlässigkeit des Vergleiches nicht beirrt.

Diese Ziffernreihen weisen nun die Vortheile der Schwellenimprägnirung auch bei weichem, d. i. billigem Materiale klar nach; denn während bei der früher ausschliess-

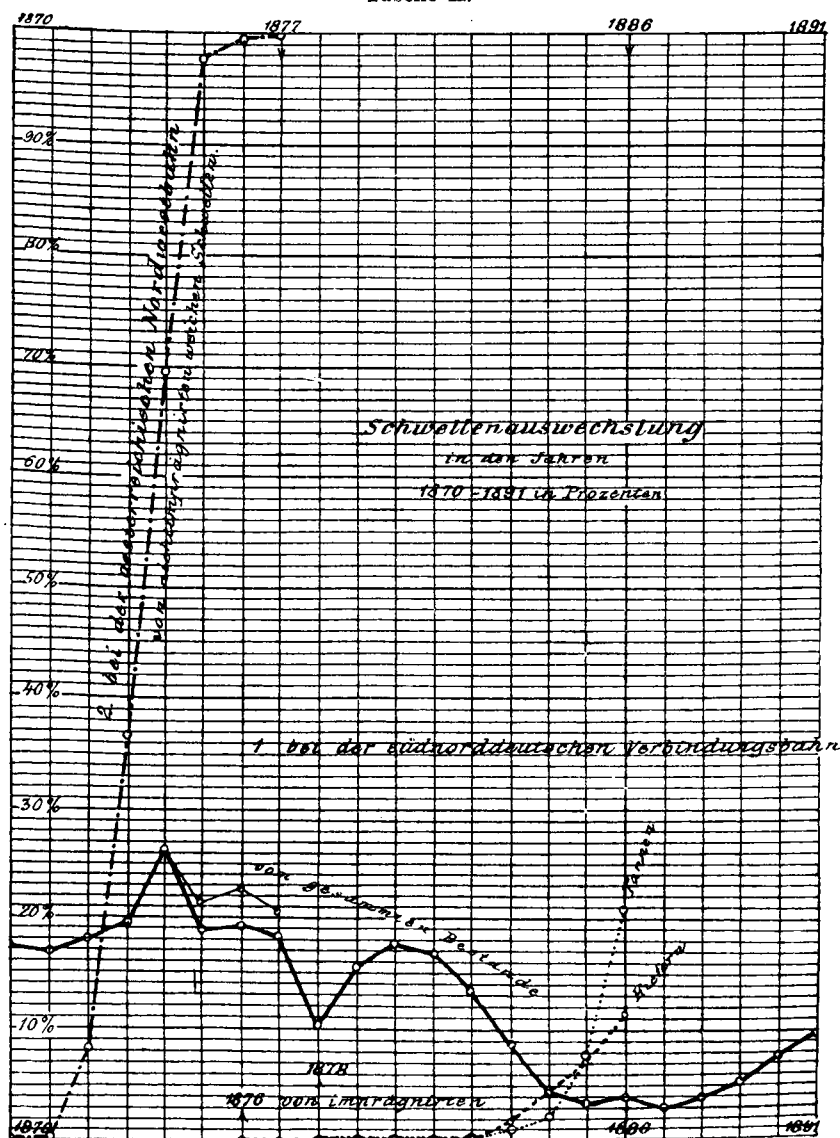
lichen Verwendung von nicht imprägnirtem Materiale der geringste Aufwand im Jahre 1871, 17.5 % Auswechslung und einen Aufwand von fl. 177, bezw. fl. 224 pro 1 km betrug und der höchste Aufwand im Jahre 1874 mit 26.3 % Auswechslung und fl. 311, bezw. fl. 384 Aufwand pro 1 km ausgewiesen ist, erscheint seit Verwendung von imprägnirtem Materiale der höchste Aufwand im Jahre 1880 mit 17.7 % Auswechslung und fl. 276, bezw. fl. 321 pro 1 km, ferner die niedrigste Ausgabe im Jahre 1885 mit 3.4 % Auswechslung und fl. 75, bezw. fl. 86 pro 1 km beziffert.

Für das Jahr 1887 erscheint noch eine günstigere Ausgabe, d. i. mit 3 % Auswechslung und fl. 70, bezw. fl. 82

pro 1 km veranschlagt. Die Einhaltung dieses Voranschlages ist nach den bisherigen Erfahrungen voraussichtlich.

Die bisherigen, bei dem Uebergange zum Ersatze der schadhafte Schwellen durch imprägnirte Materialien vorgekommenen höheren Auswechslungsziffern werden meiner Ansicht nach nunmehr nach beendetem Ersatze des gesamten nicht imprägnirten Materiales nicht mehr vorkommen, und glaube ich keinen Fehlschluss zu machen, wenn ich das voraussichtliche, zukünftige höchste Ausmaass für das Jahr 1893 erwarte und dieses mit 15 % Auswechslung und fl. 279, bezw. fl. 318 pro 1 km ermittelt habe.

Tabelle II.



der Süd-Norddeutschen Verbindungsbahn bisher beobachteten Auswechslungsprozente imprägnirter Kiefern-, bezw. Tannen- und Fichtenschwellen darstellen.

Unterzieht man die vorliegenden Daten einer weiteren Untersuchung, so ersieht man, dass bei nicht imprägnirtem Materiale zwischen dem Minimum und Maximum der Auswechslung nur vier Jahre lagen, so dass das gesamte Materiale höchstens in sieben Jahren ausgewechselt wurde. Ich verweise auf die Resultate der Jahre 1871—1874 und 1878—1880, wogegen beim imprägnirten Materiale, siehe die Resultate der Jahre 1880—1887 oder 1887—1893, dieser Unterschied 7—8 Jahre betrug, daher die gesamte Aus-

In der graphischen Darstellung, Tab. 2, sind die Auswechslungsprozente des Gesamtbestandes für die Jahre 1870—1891 mit gezogener dicker Linie dargestellt. Die in den Jahresrubriken 1875 bis 1877 gezogene schwache Linie bezeichnet die Schwellen-Auswechslungsprozente bei Annahme des in den Vorjahren in Rechnung gezogenen Bestandes, da von den im Jahre 1875 durch Eröffnung neuer Linien hinzugekommenen 44.306 Stück Schwellen in den Jahren 1875—1877 keine Auswechslung oder nur eine solche in sehr geringem Ausmaasse stattgefunden hat.

Die aus langen Strichen und Punkten gebildete Linie versinnlicht die bei der Oesterr. Nordwestbahn vorgekommenen Auswechslungsprozente von nicht imprägnirten Kiefern- und Tannenschwellen, wogegen die aus kurzen Strichen, sowie die aus Punkten gebildete Linie die bei

wechslungszeit 13—15 Jahren betragen dürfte. Im Gelde ausgedrückt ergibt sich unter Zusammenlegung der Ausgaben 1871—1874 für das nicht imprägnirte Materiale eine durchschnittliche Ausgabe von fl. 283, unter Zusammenlegung der Ausgaben 1887—1893 für das imprägnirte Materiale eine durchschnittliche Ausgabe von fl. 168·60 pro 1 km, daher durch Einführung der Imprägnirung eine jährliche Ersparniss von fl. 114·40 pro 1 km, d. i. 40% des früheren Aufwandes erzielt wird.

Die für die Jahre 1887—1893 in Aussicht gestellten Ausgaben dürften, meiner Ansicht nach, insofern bei der Ausführung durch den wirklichen Aufwand noch unterschritten werden, als, wie früher bemerkt, durch die verminderten Auswechslungskosten es möglich wurde, einen Theil des ersparten Betrages zur Schotterbett-Erneuerung und Mehreinlegung von Unterlagsplatten aufzuwenden, welche beide Leistungen, wie bekannt, einen günstigen Einfluss auf die Dauer der Schwellen ausüben und hiedurch eine Verminderung der späteren Ausgaben herbeiführen dürften.

Aus den in der Tab. 2 ausgewiesenen Auswechslungsprozenten für imprägnirte Tannen-, bezw. Fichten-, sowie jenen der imprägnirten Kiefernswellen ist auch die geringere Widerstandsfähigkeit der ersten zwei Holzgattungen ersichtlich, und es sollte deren Verwendung nur beim Abgange jeder anderen besseren Holzgattung erfolgen.

Ich führe nur an, dass, wie ersichtlich, nach einer achtjährigen Verwendungsdauer bei imprägnirten Fichten- und Tannenschwellen 20·9%, dagegen bei imprägnirten Kiefernswellen bloß 4·69% des Bestandes ausgewechselt wurden.

Die hiemit mitgetheilten Gebarungsergebnisse dürften nun meine im Eingange aufgestellte Behauptung von den Vortheilen der Imprägnirung vollkommen bestätigen, und ich bin überzeugt, dass wenn von anderer berufener Seite ein ähnlicher Ausweis für die Eichenschwellen aufgestellt würde, sich ein gleiches Resultat herausstellen wird.

Unsere bei der Oesterr. Nordwestbahn gemachten Erfahrungen sind zur Aufstellung eines derartigen Vergleiches nicht geeignet, da bei der stattfindenden Verwendung von Eichenschwellen für die Hauptstrecken, von Kiefernswellen für die Nebenstrecken und die Stationsgeleise — beide Holzgattungen ursprünglich im nicht imprägnirten Zustande, sodann ab 1876 im imprägnirten — soviel Einflüsse zum Ausdruck gelangen, dass wie oben bemerkt, dieselben zu einem derartigen ausschlaggebenden Vergleich nicht benützt werden können; soviel ist jedoch aus den geführten statistischen Vormerkungen zu entnehmen, dass auch bei den Eichenschwellen die Dauer durch die Imprägnirung bedeutend erhöht wird.

Als Bestätigung dessen führe ich an, dass von den im Jahre 1877 eingelegten 42.396 Stück imprägnirten Eichenschwellen bis Ende 1886, d. i. innerhalb neun Jahren, bloß 409 Stück = 0·94% ausgewechselt wurden, hievon 272 Stück wegen mechanischer Zerstörung; wogegen von den im Jahre 1873 eingelegten 91.000 Stück nicht imprägnirten Eichenschwellen innerhalb eines gleichen Zeitraumes 33.624 Stück = 37% und mit Schluss des Jahres 1886, d. i.

nach 13 Jahren, 78.617 Stück = 86·4% ausgewechselt wurden.

Diese Auswechslungsprozente stimmen mit den von der Direktion der k. k. priv. Kaiser Ferdinands-Nordbahn und der k. k. General-Direktion der österr. Staatsbahnen veröffentlichten Daten ziemlich überein, so dass dieselben als der Beschaffenheit der in Oesterreich verwendeten Eichenschwellen entsprechend bezeichnet werden müssen.

Ich erwähne dies ausdrücklich, weil von Seite mehrerer deutschen Bahnen, namentlich aus Norddeutschland, Angaben über eine bedeutend grössere Dauer von nicht imprägnirten Eichenschwellen veröffentlicht wurden. Meiner Ansicht nach liegt dies einerseits in der besseren Holzqualität der in Norddeutschland zur Verfügung stehenden Eichen, welche langsamer wachsend ein viel dichteres Holz haben, als die uns zur Verfügung stehenden und aus den Niederungen Ungarns, Slavoniens und Croatiens bezogenen Eichen, welche in Folge üppigeren Bodens einen rascheren Wuchs und daher auch ein minder dichtes Holz nachweisen. Nebstdem dürfte, da die veröffentlichten günstigen Zahlen mehr aus der ersten Entwicklungsperiode der Bahnen stammen, die ausgewiesene längere Dauer auch in der geringeren Inanspruchnahme der Schwellen ihren Ursprung haben.

Jedenfalls ist bei den in Oesterreich im Allgemeinen bestehenden ungünstigeren Neigungs- und Richtungsverhältnissen der Bahnen und in Folge der hiedurch gebotenen Anwendung eines grösseren Lokomotivgewichtes die Inanspruchnahme der Schwellen in Oesterreich eine viel grössere, und es müssen die veröffentlichten Daten über die Dauer der nicht imprägnirten Eichenschwellen als die einzig erreichbaren angesehen werden.

Mit dem bisher Mitgetheilten wäre das von mir ursprünglich für den Vortrag aufgestellte Programm erschöpft; die in unserem Nachbarvereine, dem österr. Eisenbahnclub, vom Ober-Ingenieur Herrn Grell abgehaltenen sehr interessanten Vorträge über „Eichenschwelle und Waldsubstanz“ gaben mir aber Anregung zur Ergänzung desselben, welche, wenn auch nicht als eine unmittelbare Fortsetzung doch aber als im Wesen damit zusammenhängend betrachtet werden wolle.

In diesen Vorträgen wurde unter Anführung zahlreicher mit vielem Fleisse zusammengestellten Daten der Nachweis erbracht, dass die in Oesterreich-Ungarn vorhandenen Eichenwälder dem Bedarfe unserer Bahnen für die Dauer nicht zu entsprechen vermögen, und das bei Einhaltung des bisherigen Vorganges in kaum 10—12 Jahren die Preise der Eichenschwellen übermässig rasch in die Höhe schnellen werden, da die im systematischen Betriebe stehenden Staats- und Privatwaldungen jährlich kaum 50% des gegenwärtigen Bedarfes zu decken im Stande sind, daher zur Deckung des Abganges die im empirischen Betriebe stehenden Privatwaldungen übermässig hoch herangezogen werden müssen, was bei gleichbleibendem Bedarfe eine totale Abstockung derselben im erwähnten Zeitraume zur Folge haben würde.

Zur Abwendung dieses sonst unvermeidlichen Ereignisses brachte der Vortragende nachstehende Maassregeln in Antrag:

a) die Erhaltung der gegenwärtig mit Eichenschwellen ausgerüsteten Nebenbahnen mit imprägnirten Buchen- und Nadelholzschwellen;

b) die Verwendung der Eichenschwellen bei Hauptbahnen nur im imprägnirten Zustande;

c) die Verwendung von Unterlagsplatten auf allen Schwellen.

Diese drei Einführungen wurden als vorübergehende Hilfsmittel bezeichnet, dagegen als einzige radikale Abhilfe,

d) die Einführung eisernen Oberbaues, und zwar sowohl bei allen Neubauten als auf den bestehenden von Eilzügen befahrenen Strecken angegeben, welches Mittel zugleich als eine kräftige Unterstützung der in misslicher Lage befindlichen inländischen Eisenindustrie zu betrachten wäre, daher von dieser im eigenen Interesse durch Aufstellung billiger Preise auf das Kräftigste unterstützt werden sollte.

Diese düstere Schilderung unserer Holzverhältnisse schien mir, obgleich ich hinsichtlich aller vorgeschlagenen Maassregeln mit Herrn Ober-Ingenieur Grell vollkommen übereinstimme, mit den von mir nachgewiesenen sehr günstigen Resultaten der Imprägnirung nicht im Einklange zu stehen, und versuchte ich daher mit Hilfe der vom vorgenannten Herrn mitgetheilten Daten unter Zugrundelegung meiner Erfahrungsergebnisse die gleiche Rechnung durchzuführen.

Leider war das Resultat kein günstigeres, vielmehr kam ich zur Ueberzeugung, dass die Nothwendigkeit zur raschen, und sofort im grösseren Umfange vorzunehmenden Legung eisernen Oberbaues nicht genug dringend betont werden kann, denn wenn ich auch nicht so optimistisch gesinnt bin, um mir zu denken, die Bahnen werden der Schonung der Wälder wegen bereit sein, grössere Beträge für Schwellenersatz durch Einführung eisernen Oberbaues zu investiren, so stehen doch die Verhältnisse derart, dass die eiserne Nothwendigkeit dies in nicht allzu weiter Zeit erzwingen wird, was ich mit Nachfolgendem zu beweisen glaube:

Wie bereits erwähnt, reichen die gegenwärtigen Eichenzholzbestände nicht hin, um in der bisherigen Weise auf eine längere Reihe von Jahren damit wirthschaften zu können, so dass zu einem Ersatze des grösseren Theiles der in den Geleisen befindlichen Eichenschwellen in irgendeiner anderen Weise vorzusorgen sein wird. Hiefür bietet sich nun Kiefer und Buchenholz dar, da Fichten und Tannen bei den von mir nachgewiesenen ungünstigen Verhältnissen wohl ganz ausser Acht zu lassen sind.

Von den zwei als geeignet bezeichneten Holzgattungen ist aber die erstere im unzureichenden Ausmaasse vorhanden, denn nach den Mittheilungen des Herrn Ober-Ingenieurs Grell sind unter dem gesammten Holzbestande Ungarns kaum 1.91%, unter dem Holzbestande Oesterreichs, wenn das bei den Staatsforsten bestehende Verhältniss der einzelnen Nadelholzgattungen zu Grunde gelegt wird, nur 33% Kiefernwaldungen vorhanden, daher das jährliche Erzeugniss kaum für die Erneuerung des gegenwärtigen Kiefern-Schwellenbestandes hinreichend sein dürfte.

Günstiger stellt sich das Verhältniss für die Buchenwaldungen dar, da von dem Holzbestande Ungarns 36.54% Rothbuchen, von dem Holzbestande Oesterreichs unter Zu-

grundelegung der bei den Kiefernwaldungen gemachten Annahme 16.39% Buchenwaldungen sind. Diese Bestände würden jedenfalls noch durch eine längere Reihe von Jahren den Bedarf decken, es ist jedoch die Frage, ob dies in einer für die Bahnen ökonomischen Weise erfolgen würde, da nach den Ausführungen des vorgenannten Herrn der Werth einer imprägnirten Buchenschwelle kaum 80—90% vom Werthe einer rohen Eichenschwelle entspricht, was daher bei dem gegenwärtigen Preise einer Eichenschwelle von fl. 1.80 nur bei einem Preise von fl. 1.23 für nicht imprägnirte Buchenschwellen der Fall wäre. Ich glaube kaum, dass um diesen Preis Buchenschwellen in Oesterreich zu haben sind; der Oesterr. Nordwestbahn sind vor 2—3 Jahren Buchenschwellen um fl. 1.50 pro Stück angetragen worden, und wenn dies der Fall auch jetzt wäre, so wird bei allgemeiner Nachfrage, entsprechend dem Grundsatz: „Die Nachfrage bestimmt den Preis“, der Preis sofort in die Höhe gehen.

Ueber die Dauer der imprägnirten Buchenschwellen sind der seltenen Verwendung wegen nur vereinzelte Daten und diese nur für kleine Partien veröffentlicht worden, so dass die früher ausgesprochene Befürchtung, ob die Verwendung der Buchenschwelle in ökonomischer Beziehung entsprechen werde, gerechtfertigt sein dürfte.

Diese Darstellung allein dürfte aber vielleicht meine Behauptung, wonach die Verhältnisse zur raschen und im grösseren Umfange stattzufindenden Einführung eisernen Oberbaues drängen, nicht hinlänglich begründen, und werde ich diese Behauptung noch durch nachstehende, den zukünftigen Bedarf an Schienen für Erhaltungszwecke darstellende Daten zu bekräftigen suchen.

Laut der letztveröffentlichten Statistik vom Jahre 1884 waren mit Schluss dieses Jahres in Oesterreich-Ungarn noch 12.052 km Geleise mit Eisenschienen belegt, wogegen die mit Stahlschienen versehenen Geleise 15.545 km betrugen; da nun im Jahre 1883 die mit Eisenschienen belegten Strecken 12.860 km, im Jahre 1882 13.949 km ausmachten, so ergibt dies für diese zwei Jahre einen durchschnittlichen jährlichen Ersatz von 949 km Eisenschienen durch Stahlschienen. Wird nun diese Ziffer auch für die Auswechslung der Jahre 1885 und 1886 beibehalten, so dürften mit Ende 1886 beiläufig 10.154 km mit Eisenschienen belegte Strecken verblieben sein, welche bei Annahme gleicher Ersatzziffer binnen zehn Jahren ausgewechselt würden. Diese Höhe der Ersatzziffer ist auf die Dauer von zehn Jahren jedenfalls zu hoch bemessen, da in dem ausgewiesenen Bestande die Stationsgeleise mit 4958 km inbegriffen sind, welche eine so rasche Auswechslung nicht bedürfen werden, so dass vielleicht der Bedarf nach 5—6 Jahren auf die Hälfte des für die letzten Jahre ausgewiesenen jährlichen Quantums herabsinken wird.

Der Bedarf für Neubauten und zur Auswechslung von schadhaften Stahlschienen dürfte kein besonders bedeutender sein, denn ein Blick auf die Karte zeigt, dass der Bau grösserer Bahnen in der nächsten Zeit wohl nicht zu erwarten ist und dass vielmehr nur an der Ergänzung des bestehenden Netzes durch Ausführung zahlreicher, jedoch nur geringe Länge besitzender Lokalbahnen hingearbeitet

werden dürfte. Der Ersatz schadhafter Stahlschienen dürfte auch in den nächsten 15—20 Jahren nur ein sehr geringes Quantum erfordern, und verweise ich diesbezüglich auf die zahlreichen über die voraussichtliche Dauer der Stahlschienen veröffentlichten Artikel, sowie auf die bei den meisten Bahnen gemachten eigenen Erfahrungen.

Diese der allgemeinen Statistik entnommenen Daten erlaube ich mir durch die Angaben über die bei der Oesterr. Nordwestbahn stattgefundenen und in den nächsten Jahren zu erwartenden Auswechslungen zu ergänzen, um mit diesem besonderen Falle die Richtigkeit der aus der allgemeinen Statistik gezogenen Schlüsse zu beweisen.

Auf beiden Netzen der Oesterr. Nordwestbahn sind 866.606 Geleisemeter kurrente Bahn, 130.994 Geleisemeter Stationshauptgeleise und 198.938 Geleisemeter Stationsnebengeleise vorhanden, von welchen mit Ende 1886 737.618 Geleisemeter kurrente Bahn und 34.580 Geleisemeter Stationshauptgeleise mit Stahlschienen versehen waren.

Nach den bisherigen Erfahrungen wird es genügen, wenn in den nächsten drei Jahren zur Gewinnung des erforderlichen Erhaltungsmateriales jährlich 33.000—37.000 Geleisemeter Eisenschienen durch Stahlschienen ersetzt werden; dann wird aber auch das kurrente Geleise der lebhafter befahrenen Strecken mit Stahlschienen versehen sein und werden bloß die Stationsgeleise, sowie einige kleine Flügelstrecken mit Eisenschienen ausgerüstet bleiben. Für die Erhaltung dieser Strecken wird es aber genügen, wenn durch mehrere Jahre alljährlich höchstens 20.000 Geleisemeter durch Stahlschienen ersetzt werden, welche aber der besseren Ausnützung des Materiales wegen in die Steigungen von 1:100 der Hauptbahn eingelegt, während erst die aus derselben gewonnenen bereits 15—20 Jahre in der Bahn gelegenen Stahlschienen für die Stationsgeleise benützt werden, wodurch die Dauer derselben beträchtlich verlängert wird.

Verfolgt man die Einlegung der Vorjahre, so findet man, dass im Jahre 1883 6205 *t*, im Jahre 1884 5842 *t*, im Jahre 1885 4033 *t* und im Jahre 1886 2582 *t* eingelegt wurden, wogegen für die Jahre 1887, 1888 und 1889 beiläufig je 1020 und für die späteren Jahre kaum 660 *t* Stahlschienen zu erwarten sind. Es ist daher der Bedarf in den Jahren 1883—1886 um 59% und 1883—1889 um 84% gesunken und dürfte sich derselbe in den nächsten 10 bis 12 Jahren kaum bedeutend heben. Für den Ersatz schadhaf gewordener oder gebrochener Stahlschienen sind bisher nur unbedeutende Quantitäten erforderlich gewesen, im Jahre 1883 36 *t*, 1884 41 *t*, 1885 46 *t* und im Jahre 1886 55 *t*. Diese Mengen werden, wie früher bereits bemerkt wurde, im nächsten Decennium nicht viel steigen, da, wie ich in einem früheren Vortrage nachwies, die Dauer der Schienen bei der Oesterr. Nordwestbahn beiläufig 70 Jahre betragen dürfte, welche Angabe durch die seitherigen Erfahrungen insofern ihre Bestätigung erhalten hat, als von den im Jahre 1874 in der Hauptstrecke und in Neigungen von 1:100 gelegten Stahlschienen bis zum Jahresschlusse 1886 nur 0.72%, bezw. 4.82% ausgewechselt wurden. Hierunter sind auch die gebrochenen Schienen inbegriffen.

Eine ähnliche Abnahme des Bedarfes wird, wie aus der allgemeinen Darstellung ersichtlich, auch bei den anderen

österr.-ungar. Bahnen in den nächsten Jahren eintreten, so dass, wenn nicht den Eisenwerken durch andere Massenartikel Ersatz für die Schienenlieferung geboten wird, diese einer traurigen Zukunft entgegensehen.

Dieser Ersatz kann nur durch eisernen Oberbau geboten werden, und es ist an der raschen Einführung desselben nicht allein die Eisenindustrie, sondern auch die Staatsverwaltung, welcher an dem Fortblühen jeder Industrie gelegen sein muss, ferner die Bahnen selbst insofern theilhaftig, als einestheils hiedurch Ersatz für die nicht mehr zureichende Holzschwelle gefunden wird, andererseits die Eisenwerke grosse Verfrächter sind, daher deren gutes Fortkommen auch den Bahnen grosse Einnahmen sichert.

Die Einlegung des eisernen Oberbaues soll jedoch auch sofort im grösseren Umfange erfolgen, da nur hiedurch billige Preise erzielt und entsprechende Erfahrungen gesammelt werden können. Kurze Versuchsstrecken sind in den seltensten Fällen geeignet, entsprechende Vergleichsobjekte hinsichtlich der Erhaltungskosten abzugeben, da dieselben der Natur der Sache nach unter den ungünstigsten Verhältnissen zur Erprobung gebracht, beim Vergleiche dann aber den Resultaten einer grösseren, daher auch unter günstigeren Verhältnissen liegenden Strecke von Holzoberbau entgegengestellt werden, was unter jeder Bedingung ein ungünstiges Ergebniss liefern muss. Will man daher nicht fremde Erfahrungen als maassgebend betrachten und sich nur durch eigene Anschauung das Urtheil bilden, dann empfiehlt sich die Legung einer längeren Strecke, womöglich einer Bahnaufseherstrecke. Die Gefahr eines Misslingens wie dies in der ersten Zeit des Beginnes der Entwicklung des eisernen Oberbaues vorkam, ist gegenwärtig nicht vorhanden, da wir vollkommen erprobte Systeme, und zwar sowohl Lang- als Querschwellen haben. Die Betriebssicherheit derselben ist nach der im Jahre 1884 abgegebenen einstimmigen Aeusserung der deutsch-österreichischen Bahnen erwiesen, der ökonomische Vortheil aus der vom Bau-Direktor Herrn Wenzel Hohenegger in der Zeitschrift des österr. Eisenbahnclub Nr. 4 ex 1887 gelieferten Nachweisung ersichtlich, so dass in diesen beiden Richtungen kein Bedenken obwalten kann.

Verlockend wäre es für mich, zum Schlusse die vom Ober-Ingenieur Herrn Grell in seinem Vortrage angeführten Vor- und Nachtheile des Lang- und Querschwellen-Oberbaues kritisch zu beleuchten; da jedoch dieser Vortrag in einem anderen Vereine abgehalten wurde, ich daher den betreffenden Vortragstheil erst wiederholen und dadurch Ihre Aufmerksamkeit auf eine noch beträchtliche Zeit in Anspruch nehmen müsste, muss ich davon absehen und nur jene Herren, welche den erwähnten Vortrag angehört oder in der Clubzeitung gelesen haben, ersuchen, meinen im Jahre 1884 in der Fachgruppe über den Stand des eisernen Oberbaues gehaltenen Vortrag nachlesen zu wollen und zugleich die Versicherung entgegenzunehmen, dass die seit dieser Zeit neuerdings gemachten dreijährigen Erfahrungen das damals Angeführte vollkommen bestätigt haben, und dass namentlich der ökonomische Vortheil des Langschwellen-Oberbaues für Ausnützung der Schienen hervorzuheben ist.

Erzeugung 0.403 kg Dampf und 0.27 kg C. Zum Verbrennen erfordert 1 m³ Wassergas 2.387 m³ = 3.1 kg atmosphärische Luft und werden hiebei 3023 Kalorien und eine Temperatur von 2800° C entwickelt.

Da in einem Kubik-Meter Wassergas 0.27 kg C enthalten sind, so entsprechen 0.25 kg C 0.926 m³ Wassergas, welche 2800 Kalorien mit sich führen. $\frac{3}{4}$ kg C im CO-Gas übergeführt, geben $\frac{7}{4}$ kg dieses Gases und diese stellen $\frac{7}{4} \cdot 2403 = 4205$ Kalorien vor. Es liefert somit 1 kg C, zum Wassergasprocess verwendet, 2800 Kalorien im Wassergas und 4205 Kalorien im CO-Gas; zusammen 7005 Kalorien.

Zur Erzeugung von 0.373 kg Wasserdampf, welche zur Bildung von 0.926 m³ Wassergas in den Zerlegungsapparat eingeführt werden müssen, sind nothwendig 242 Kalorien. Für die Zuführung der Verbrennungsluft sind, auf 1 kg verbrauchten C gerechnet, erforderlich 0.25 kg Dampf, welche zu ihrer Erzeugung 161 Kalorien benöthigen. Zieht man von obigen 7005 Kalorien 242 + 161 = 403 Kalorien ab, so verbleiben 6602 Kalorien, welche durch Wassergas und CO-Gas geliefert werden, wenn 1 kg C in einem Wassergasapparat vergast wird. Da 1 kg C, zu CO₂ verbrannt, 8080 Kalorien liefert, so arbeitet man in den Wassergasapparaten mit 81.7% theoretischem Nutzeffekt, und wenn die Wärmemenge, welche zur Dampferzeugung nothwendig ist, nicht eingerechnet wird, mit 86.7%.

Der Process wird in der Praxis so durchgeführt, dass alternirend Luft und Wasserdampf in den Vergasungsapparat eingeführt werden. Die Zeitdauer, wie lange das Eine und das Andere geschieht, hängt von der Grösse der Apparate, den vorhandenen Eintrittsquerschnitten und den zugehörigen Druckverhältnissen ab. Die Qualität des verwendeten Brennstoffes spielt hierbei eine wesentliche Rolle, von derselben sind die Konstruktionen der Vergasungsapparate abhängig. In Amerika, dem Heimatlande der Wassergaserzeugung, entwickelten sich besondere Formen, bedingt durch die dortigen Anthracitvorkommen. In Deutschland ging man von der Ansicht aus, minderwerthigen Brennstoff zu verwenden, und da ein solcher eine feste Brennstoffsäule liefert, entwickelten sich Konstruktionen, welche von jenen Amerikas wesentlich abweichen.

In Oesterreich wurden die deutschen Typen eingeführt. Der Umstand, ob mit hoher oder geringer Windpressung bei der Gaserzeugung gearbeitet werden soll, ist der wesentlichste Faktor bezüglich der Durchführung der Generatoranlage. Je fester die Brennstoffsäule ist und je mehr Gas erzeugt werden soll, desto grösser muss die Windpressung sein. Es besteht kein Zweifel, dass man in Apparaten, welche für Coaks konstruirt und gebaut sind, auch aus Kohle Wassergas erzeugen kann. Von hervorragender Bedeutung ist die Art und Weise, wie die im Verlaufe des Processes entstehende Schlacke aus dem Generator entfernt wird; auch hierdurch wird die Konstruktion desselben bestimmt. Der Umstand, ob der eingeführte Dampf im Generator denselben Weg zurücklegt, wie die eingeführte Luft oder den umgekehrten, ist auch ein maassgebender Faktor bezüglich der Konstruktion des Wassergasgenerators; damit steht auch im Zusammenhange die Art und Weise, wie das Wassergas aus dem Generator entfernt wird.

Auf Taf. II ist ein Wassergasapparat dargestellt, in dem man minderwerthigen Brennstoff vergasen kann, und aus welchem grössere Schlackenmengen leicht entfernt werden können. Es ist dies die jetzige deutsche Type. Minderwerthiger Brennstoff gibt eine feste Brennstoffsäule; da es vortheilhaft ist, dieselbe hoch zu halten, damit der Dampf einen längeren Weg zurücklegt und auf diese Weise vollkommen zerlegt wird, ist es auch nothwendig, den Wind unter relativ hohem Drucke einzuführen. Gefordert wird von diesem Apparate:

1. Vollständige Zerlegung des eingeführten Wasserdampfes.

2. Sichere Arbeit bei Anwendung von relativ hochgepresstem Wind.

3. Leichte Entfernung der Schlacke.

Damit die eingeführte Dampfmenge vollständig zerlegt wird, hat es sich erwiesen, dass es am besten sei, den Dampf oberhalb der Brennstoffsäule in den Generator eintreten zu lassen. Derselbe durchzieht sodann gleichmässig die Brennstoffsäule und kommt hierbei in immer wärmere Partien derselben, wodurch eine vollkommene Zerlegung des Wasserdampfes stattfindet. In der Brennstoffsäule werden keine Kanäle gebildet, und somit wird die im Brennstoffe aufgespeicherte Wärme möglichst vollkommen ausgenützt.

Das gebildete Wassergas wird an jener Stelle aus dem Generator abgeleitet, wo demselben die Verbrennungsluft zugeführt wird. Hierbei kann die Gefahr eintreten, dass mit dem Wassergas auch Luft in den Scrubber und Gasometer geblasen wird, denn sobald der allfällige Windschieber nicht gut schliesst, könnte mit dem Wassergas auch Luft in den Raum A gelangen, so lange das Wassergas dort nicht eine höhere Pressung besitzt als wie die Luft in der Windleitung, was zu Anfang und zu Ende des Gasmachens der Fall ist. Während der übrigen Zeit der Gaserzeugung würde das Wassergas vermöge Ueberdruckes in die Windleitung treten, dort ein explosives Gemenge bilden, welches, in den anderen Generator geblasen, die schlimmste Explosion hervorrufen würde. Zur Vermeidung beider Fälle ist der auf Taf. II dargestellte wassergekühlte Schieber S angewendet, welcher den Windkanal stets absperrt, sobald der Gaskanal offen ist und umgekehrt.

Da das Wassergas mit hoher Temperatur den Generator verlässt, ist der Schieber mit Wasser gekühlt. Unterhalb der Windeinströmung W ist in die Windleitung eine Drosselklappe d eingebaut, welche geschlossen wird, sobald der Schieber den Gaskanal öffnet. Dadurch ist der Wind doppelt abgesperrt und ist die genügende Sicherheit vorhanden, um mit relativ hoher Windpressung arbeiten zu können.

Werden die Schieberflächen undicht, so kann beim Umsteuern eine Mischung von Luft und Gas eintreten, welche sodann sofort bei den Oeffnungen a herausexplodirt.

Damit die Schlacke leicht entfernt werden kann, ist dem Generator ein Kühlring K beigegeben, an welchen sich die Schlacke ansetzt. Da die Flächen des Kühlringes durch frisch zufließendes Wasser kalt gehalten werden, ist die Schlacke von demselben leicht abzulösen. Dieselbe wird durch vier Mortonthüren entfernt. Der Kühlring gestattet bei hoher Brennstoffsäule mit aschenreichem Brennstoff gut

zu arbeiten. Die Brennstoffsäule bildet unterhalb des Kühlringes einen Kegel und lässt den ringförmigen Raum *A* frei. Hierdurch tritt während des Warmblasens eine gleichmässige Windvertheilung ein. Wird Wassergas erzeugt, so tritt dieses in den Raum *A* ebenfalls gleichmässig ein, wodurch ein konstanter Druck erhalten wird.

Auf Taf. II stellt ferner dar: *B* die Ausströmöffnung der während des Warmblasens erzeugten Generatorgase, *G* das Generatorgasventil, *D* die Dampfduße, *V* das Schieberventil, mittelst welchem der Dampf doppelt abgesperrt werden kann, *E* den Fülltrichter mit den beiden Verschlüssen, *e*₁ Verschlussdeckel, *e*₂ Verschlussbirne, *s* Schauöffnung, mittelst welcher man sich überzeugt, ob die Brennstoffsäule genügend warmgeblasen ist.

Während des Warmblasens ist der Obertheil des wassergekühlten Schiebers so gestellt, dass der Windkanal mit dem Generator verbunden ist, die Drosselklappe *d* ist offen, ebenso das Generatorgasventil *G*; geschlossen ist der Gasausströmkanal *g* in den Scrubber und das Schieberventil *V*.

Während des Gasmachens ist geschlossen *G* und *d*; der Obertheil des wassergekühlten Schiebers schliesst den Windkanal und stellt die Verbindung vom Generator zum Scrubber her. *V* ist geöffnet. Die Verbindung zwischen Gasometer und Generator ist sodann nur durch den Wasserverschluss *w* im Scrubber, welcher 100 mm beträgt, gestört.

Auf dem Schieber *S* sind zwei Ständer *t* aufgeschraubt, in welchen eine Welle \mathfrak{B}_1 gelagert ist. Diese Welle steht mit der Steuerwelle \mathfrak{B}_2 in Verbindung. Die auf \mathfrak{B}_1 befindlichen Hebel bewegen den Obertheil von *S*, besorgen das Oeffnen und Schliessen von *d* und des Schiebers in *V*. Ein auf \mathfrak{B}_2 aufgekeilter Hebel besorgt das Oeffnen und Schliessen des Generatorgasventils. \mathfrak{B}_2 wird durch das Handrad *H* gedreht.

Die Anordnung ist so getroffen, dass durch die Drehung von *H* nach einer Seite der Obertheil von *S* den Windkanal schliesst, den Gaskanal öffnet. Gleichzeitig wird *d* und *G* geschlossen, der Schieber von *V* geöffnet. Durch Drehung nach der anderen Seite wird der Obertheil von *S* den Gaskanal schliessen, den Windkanal öffnen, gleichzeitig wird *d* und *G* geöffnet; der Schieber von *V* geschlossen. Der Arbeiter hat somit nur *H* entsprechend zu drehen, um den Apparat entweder auf „Gasmachen“ oder „Warmblasen“ zu stellen. Durch irgendeine Unvorsichtigkeit von Seite des Arbeiters kann kein Unglück geschehen.

Der Fülltrichter *E* ist so eingerichtet, dass wenn *e*₁ geöffnet ist, *e*₂ zubleibt, wird *e*₁ geschlossen, so kann *e*₂ geöffnet werden. Es tritt also bei jedesmaligem Entleeren des Fülltrichters nur so viel Generatorgas in's Freie als die Füllbirne fasst.

Um mit Sicherheit Wassergas erzeugen zu können, muss der Arbeiter die im Generator und Scrubber bestehenden Druckverhältnisse stets vor Augen behalten. Zu diesem Zwecke führen aus den Räumen *A* und *B* Gasrohre zu Wasserstandsgläsern auf dem Arbeitsplateau, so auch vom Scrubber oben und unten. Der Druck wird wie folgt gehalten, in Millimeter Wassersäule:

	Generator		Scrubber	
	oben	unten	oben	unten
Warmblasen	180	— 400	120	— 120 (Gasometerdruck)
Gasmachen	700	600	250	250

Während des Gasmachens wird der Druck durch das Ventil von *V*, dessen Handrad auf dem Arbeitsplateau sich befindet, durch den Arbeiter regulirt.

Um die Generatoren in Betrieb zu setzen, wird in dieselben auf Holzfeuer je ca. 700 kg Coaks chargirt, worauf sofort mit ca. 50 mm Pressung (im Raume *A* gemessen) geblasen wird. Es wird rasch weiter chargirt, und im selben Verhältniss, als wie die Brennstoffsäule höher wird, auch der Winddruck gesteigert. Sind die Generatoren gefüllt, was in ca. 1½ Stunden der Fall ist, so muss die Windpressung bereits 400 mm Wassersäule betragen. Die entwickelten Generatorgase sind vorerst schlecht und mit Luft gemengt. Sobald sie die nöthige Qualität erlangt haben, beginnen sie unter den Kesseln, wohin sie geleitet werden, zu brennen. Auf dem Roste der Kessel muss ein gutes Kohlenfeuer erhalten werden. Sind die Generatoren gefüllt, so kann, sobald die Schieber, welche die Leitung zum Gasometer absperren, geöffnet sind, mit der Wassergaserzeugung begonnen werden. Sodann wird abwechselnd fünf Minuten Gas gemacht, d. h. Dampf eingeblasen, und zehn Minuten warmgeblasen, d. h. Wind eingeblasen.

Nachdem auf diese Weise zwei Stunden gearbeitet wurde, muss die Schlacke vom Kühlring entfernt werden; man nennt diese Arbeit „das Schlacken“. Bei gutem Brennstoff dauert diese Arbeit 20 Minuten, bei schlechtem viel mehr. Bei Anwendung von sehr gutem Brennstoff ist es wohl nur alle 3—4 Stunden nothwendig, die Generatoren zu schlacken.

Die Anwendung von Kühlringen bei Wassergasapparaten, welche zur Gaserzeugung für Beleuchtung und Zimmerheizung dienen, ist sehr praktisch, da die Ausmauerung der Generatoren fast gar keiner Reparatur bedarf. Trotzdem ist diese Methode der Schlackenentfernung mit einigen Nachtheilen verbunden. Einerseits wird mit der Schlacke viel unverbrannter Coaks gezogen, welcher von derselben von Hand aus sortirt werden muss, andererseits müssen die Apparate während des Schlackens ausser Betrieb gesetzt werden, wodurch der Siemensgasstrom fast völlig aufhört, ein Umstand, der bei nur zwei Apparaten schwer in's Gewicht fällt, sobald die Apparate hüttenmännischen Zwecken dienen sollen.

Man hat sich deshalb in Witkowitz die Aufgabe gestellt, die Schlacke im flüssigen Zustand aus dem Generator zu entfernen. Obschon die Haltbarkeit der Zustellung etwas weniger günstig sich gestaltet als wie bei Generatoren mit Kühlring, gestatten die durchgeführten Versuche bereits die Ueberzeugung, dass diese Art des Betriebes durchführbar und besonders für hüttenmännische Zwecke sehr entsprechend ist.

Die später folgenden Mittheilungen sind indessen nur auf die Betriebsergebnisse bezogen, wie solche von den beiden Generatoren mit Kühlring erlangt wurden.

Die Wassergasanlage von Witkowitz zerfällt in: 1. Generator- und Scrubberhaus, 2. Maschinenhaus, 3. Kesselanlage, 4. Gasbehälter, 5. Reinigerhaus, 6. Rohrleitungen.

Im Generatorhaus befinden sich: 2 Generatoren mit Kühlring und je ca. 10 m^3 Inhalt; 1 Generator, etwas grösser, ohne Kühlring; 2 Coaks-Scrubber mit je 18.8 m^3 Inhalt; 1 Röhrenkondensator mit 95 m^2 Kühlfläche; 2 Reinigerkasten für Sägespäne mit je 2.5 m^2 Fläche. Auf dem Arbeitsplateau befindet sich ein Wasserbehälter mit 16 m^3 Fassung für das Kühlwasser. Der Brennstoff wird mittelst eines Becherwerkes in die Generatoren chargirt.

Im Maschinenhause sind zwei Paar gekuppelte Hochdruckventilatoren Nr. VI von Gebrüder Sulzer in Winterthur. Diese können in der Stunde bis zu 5000 m^3 Windmenge liefern, bei einer Pressung von 800 mm Wassersäule. Die Ventilatoren werden zum Warmblasen benützt. Die Windleitung hat 300 mm Lichtweite. Eine Dampfmaschine (circa 20 e) treibt diese Ventilatoren und mittelst Seiltransmission das Becherwerk im Generatorhaus. Eine Kaltwasserpumpe, welche im Stande ist, in der Minute ca. 1.5 m^3 Kühlwasser in den Behälter auf dem Plateau des Generatorhauses zu fördern, befindet sich nebst zwei Kesselspeisepumpen in dem abgeschlossenen Maschinenhause.

Die beim Warmblasen erzeugten Generatorgase werden durch eine, im Lichten 800 mm weite, ausgemauerte Gasleitung zur Kesselanlage befördert. Dieselbe besteht aus vier Cornwellkesseln mit je 120 m^2 Heizfläche. Aehnlich wie bei Kesseln, welche mit Hochofengasen geheizt werden, werden die Gase durch Brillenbrenner in das Vorfeuer der Kessel eingeführt, wo auf 2.5 m^2 grossen Planrosten stets ein schwaches Feuer gehalten wird.

Der Gasbehälter fasst ca. 1200 m^3 . Das Bassin ist gemauert, hat 16.1 m Durchmesser und 7 m Tiefe. Die Glocke hat 15.5 m Durchmesser und $6.55 + 0.8\text{ m}$ Höhe.

Im Reinigerhaus befinden sich 4 Reinigerkasten mit je 2.5 m^2 Fläche, 2 Clegg'sche Hähne, 1 Gasuhr für 247 m^3 Durchgang und 1 Druckregulator.

Die Rohrleitung vom Generatorhaus zum Behälter hat 350 mm Lichtweite. Aus dem Gasbehälter führt eine Leitung von 400 mm Lichtweite in die Hütte, und eine 200 mm weite Leitung in das Reinigerhaus und zu den Beleuchtungsstellen. In der Hütte wird das Gas ungereinigt verwendet.

Die vorgeführte Anlage liefert Siemens- und Wassergas. Ersteres ist in seiner Qualität abhängig vom verwendeten Brennstoff und hatte bei Anwendung von Würfel- und Nusscoaks folgende Zusammensetzung: $\text{CO}_2 = 1.7\%$; $\text{CO} = 31.7\%$; $\text{H} = 2.8\%$; $\text{N} = 64.8\%$; hiefür beträgt der absol. Wärme-Effekt = 985 Kalorien für 1 m^3 oder 796 Kalorien für 1 kg ; der pyrometrische Effekt ist 1800°C . Das erzeugte Gas ist von vorzüglicher Qualität und eignet sich zu allen Feuerungsanlagen, bei welchen Regenerativöfen Verwendung finden. Durch lokale Verhältnisse bedingt, wird es in Witkowitz zur Heizung von Dampfkesseln verwendet. Die Gase geben 60–70% ihrer Wärme an die Kessel ab, dieselben liefern indessen nur 12–14 kg Dampf pro 1 m^2 Heizfläche, da in der Zeiteinheit den Kesseln zu wenig Wärme zugeführt wird und andererseits die Flammrohre nicht grössere Gasmengen ohne Rückschlag durchlassen. Die Dampfspannung steht zwischen 4 und 6 Atm. Die Kessel werden etwas mit Kohle nachgeheizt, ein Umstand, welcher der Sicherheit wegen bei den mit Gas geheizten Kesselanlagen stattfinden muss.

Das Wassergas unterscheidet sich wesentlich von dem theoretisch betrachteten dadurch, dass das Gas stets mit 1–5% CO_2 und 3–5% $\text{N} + \text{CH}_4$ verunreinigt ist. Ein bereits sehr gutes Gas hatte die Zusammensetzung $\text{H} = 48\%$; $\text{CO} = 46\%$; $\text{CO}_2 = 1\%$; $\text{N} + \text{CH}_4 = 5\%$. Ein mittleres Produkt wird durch folgende Analyse dargestellt: $\text{CO} = 40\%$; $\text{H} = 50\%$; $\text{CO}_2 = 4\%$; $\text{N} + \text{CH}_4 = 5.3\%$ (beide Analysen in Volumenprozenten ausgedrückt). Die letzte Gasqualität in Gewichtsprozenten ergibt: $\text{CO}_2 = 11.6\%$; $\text{CO} = 72.5\%$; $\text{H} = 6.5\%$; $\text{CH}_4 + \text{H} = 9.8\%$. Wird von CH_4 abgesehen, so ist für 1 m^3 dieses Gases der absolute Wärme-Effekt = 2820 Kalorien oder für $1\text{ kg} = 3368\text{ Kal.}$; der pyrometrische Effekt beträgt 2717°C . Die zur Verbrennung nothwendige Luftmenge beträgt für 1 m^3 Gas 2.17 m^3 Luft. Jeder Kubikmeter Wassergas führt 0.238 kg C mit. Zur Erzeugung von 1 m^3 Wassergas sind 0.405 kg Wasserdampf nothwendig.

Bei der Darstellung von Wassergas tritt eine unliebsame Erscheinung dadurch auf, dass eine ziemlich grosse Menge SiH_4 miterzeugt wird. Dieses Gas bildet sich durch Einwirkung von H auf SiO_2 der Schlacke, ist sehr unbeständig und wird meistens beim Durchgang durch den Scrubber bereits zerlegt. Die Zersetzung geschieht durch Einwirkung von CO , wodurch C und SiO_2 abgeschieden werden, andererseits dadurch, dass CO_2 zur Einwirkung gelangt, wobei SiO_2 und CO resultiren; in beiden Fällen wird der H aus SiH_4 frei. Diesem Vorgang ist auch der Umstand zuzuschreiben, dass in dem Wassergas immer etwas mehr H vorzufinden ist als wie, theoretisch genommen, neben CO und CO_2 vorhanden sein sollte. Die sehr fein vertheilt ausgeschiedene SiO_2 findet man schon zwischen den Schieberflächen des wassergekühlten Schiebers, hauptsächlich jedoch im Scrubber und Kondensator. Die hinter dem Kondensator aufgestellten Reiniger, welche mit Sägespänen gefüllt sind, befreien das Gas von SiH_4 , resp. SiO_2 vollständig. Ohne Anwendung dieser Reiniger ist die ausgeschiedene SiO_2 bis zu den letzten Zweigleitungen vorfindlich.

Die in den Syphons abgeschiedenen Quantitäten an Gaswasser sind gegenüber solchen bei Leuchtgasleitungen äusserst gering.

Die Produktionsfähigkeit der Witkowitz Wassergasanlage ergibt nachstehende Betriebsdaten: Vom 27. September bis 1. Oktober 1886 wurden in neun Arbeitsschichten und zwei Generatoren 1172 q Coaks vergast, wobei 55.210 m^3 Wassergas und 450.700 m^3 Siemensgas erzeugt wurden. Damals wurde in der Hütte relativ wenig Wassergas verbraucht, da auf 1 m^3 Wassergas ca. 8 m^3 Siemensgas entfallen. Eine gute Erzeugung, wie sie mit den beiden Apparaten leicht erreicht wird, gibt folgendes Resultat: 7. Juli 1886: In zwei Generatoren durchgesetzt 241.6 q Coaks, erzeugt an Wassergas 17.760 m^3 , somit pro Stunde und Apparat 370 m^3 . Wird der Brennstoff mit 20% Asche gerechnet, so ergibt dies einen Verbrauch an C von 193.3 q in 24 Stunden, wovon auf Wassergas, dasselbe nach angegebener Durchschnittsanalyse gerechnet, 42.3 q entfallen, der Rest von 151 q findet sich im Generatorgas vor. Wird letzteres nach angeführter Analyse angenommen, so entsprechen diesen 151 q C 84.560 m^3 Siemensgas. Es entfallen sonach auf 1 m^3 Wassergas 4.8 m^3 Generatorgas. Ohne Rücksicht auf die

erzeugte Siemensgasmenge entfallen auf 1 m^3 Wassergas 1.08 kg C oder 1.3 kg Coaks .

Im Allgemeinen kann die Produktion der in Witkowitz aufgestellten beiden älteren Apparate auf 350 m^3 pro Apparat und Stunde angenommen werden. Auf 1 m^3 Wassergas können ca. 5 m^3 Generatorgas gerechnet werden. Ohne Rücksicht auf die erzeugte Menge Generatorgas, entfallen auf 1 m^3 Wassergas 1.4 kg Coaks oder 1.12 kg C . Auf 100 kg verbrauchten Coaks entfallen 71.4 m^3 Wassergas und auf 100 kg verbrauchten C 89.2 m^3 Wassergas und 445 m^3 Generatorgas.

Aus 100 kg verbrauchtem C werden übergeführt in:

Wassergas $89 \times 2820 = 250.980$ Kalorien

Generatorgas $445 \times 985 = 438.325$ „

Zusammen 689.305 Kalorien

Da 100 kg C vollkommen verbrannt 808.000 Kalorien liefern, beträgt der Verlust, welcher durch den Vergasungsprocess stattfindet, 118.695 Kalorien, abzüglich jener Wärmemenge, welche durch die Generatorgase, da dieselben mit hoher Temperatur unter die Kessel treten, mitgenommen wird.

Von der gesammten verfügbaren Wärmemenge sind 31% im Wassergas, 54.3% im Generatorgas zu finden, während 14.7% verloren gehen. Die Apparate arbeiten also sehr günstig. Von 100 kg verbrauchtem Brennstoff werden 21.2% auf Wassergas, 78.8% auf Generatorgas verwendet. Es ist somit ersichtlich, dass die grösste Wichtigkeit darin besteht, das Generatorgas entsprechend rationell zu verwerthen. Nur wenn dieses gut bezahlt wird, kann das Wassergas so billig hergestellt werden, dass es zu metallurgischen Zwecken Verwendung finden kann. Es unterliegt keinem Zweifel, dass aus jeder Wassergasanlage das Generatorgas, sowie es in Witkowitz zur Dampferzeugung Verwendung findet, zum Betriebe von Regenerativöfen, sei es zu metallurgischen oder anderen Zwecken, benützt werden kann. Da dieses Gas unter hohem Drucke steht, so kann man es auch weit leiten.

Es steht mit ziemlicher Sicherheit in Aussicht, dass in Kürze jene Generatortypen entwickelt sein werden, welche sich den verschiedenen Brennstoffsorten anpassen. Die Gewinnung von Wassergas neben Generatorgas ist mit so grossen wirthschaftlichen Vortheilen verbunden, dass bestimmt angenommen werden darf, dass in nicht zu langer Zeit die meisten Generatoranlagen so umgebaut sein werden, dass neben dem Generatorgas auch Wassergas erzeugt werden wird. Wird nämlich eine Parallele gezogen zwischen der Leistung eines Wassergasapparates und einem ähnlichen Vergasungsapparat, welcher seit Jahren in Witkowitz zum Betriebe eines Siemens-Martinofens in Anwendung steht, so begründen die vergleichenden Resultate diese Annahme. Es ist dies ein von Herrn Albert Sailer konstruierter Schachtgenerator mit Schlackenabstich, der erste derartige Apparat, welcher überhaupt aufgestellt wurde. Als Siemensgaserzeuger gehört dieser Schachtgenerator wohl zu den besten Apparaten dieser Art.

Vergleicht man beide Apparate, so geschieht dieses unter der Voraussetzung, dass in beiden dieselbe Brennstoff-

qualität unter gleicher Windzuführung vergast wird. Unter dieser Voraussetzung liefern auch beide Generatoren dasselbe Siemensgas. Aus 100 kg vergastem C werden in dem Sailer'schen Generator 565 m^3 Gas mit je 985 Kalorien Wärme-Effekt erzeugt; zusammen 565.525 Kalorien. Der Verlust gegenüber der vollkommenen Verbrennung beträgt $808.000 - 565.525 = 251.475$ Kalorien, somit 31% der disponiblen Wärme. In Wirklichkeit wird dieser Verlust dadurch heruntergedrückt, dass die Siemensgase mit hoher Temperatur an die Verbrennungsstelle gelangen. Dieser Umstand ist bei den Wassergasapparaten auch nicht zu vernachlässigen. Setzt man indessen voraus, dass die Siemensgase aus den Wassergasapparaten ganz kalt zur Verbrennungsstelle gelangen, jene aus dem Sailer'schen Generator aber mit 500°C ., so arbeitet trotzdem der Wassergasgenerator gegenüber dem Sailer'schen pro 100 kg vergastem C um 66.180 Kalorien günstiger. Ersterer weist einen Verlust von 14.7% , letzterer von 22.9% gegenüber der vollkommenen Verbrennung auf.

Da das Wassergas so weit geleitet werden kann wie das Leuchtgas, das erzeugte Generatorgas bei Wassergasanlagen auch mehrere 100 m lange Leitungen verträgt, weil es unter hohem Drucke steht, so bietet jede Wassergasanlage die Vortheile einer Centralvergasungsanlage, wodurch an Transportkosten und Löhnen gespart wird. Weit wichtiger ist indessen der viel grössere Nutzeffekt, mit welchem Wassergas gegenüber Siemensgas in den Öfen verbrennt. Bevor darüber Einiges mitgetheilt wird, soll die Zustellung des Schweiss- und Martinofens erläutert werden.

Damit man sich über die Anwendbarkeit des Wassergases zu hüttenmännischen Zwecken klar werde, wurde an die Gasleitung in der Hütte eine grössere Gasuhr angeschlossen und sodann ein gewöhnlicher Schweisssofen mit Wassergasfeuerung eingerichtet, um das Gas dort bezüglich seiner Entzündbarkeit, Flammbarkeit, seinem Mischungsvermögen mit Luft und seiner Verwendbarkeit im Grossen zu prüfen.

Vorerst wurde das Gas direkt auf den Ofenherd eingeführt, in einem schiefen Winkel dazu die Luft. Da das Wassergas mit ca. 110 mm Wassersäule in den Ofen eingeblasen wurde, so war die Durchgangsgeschwindigkeit so gross, dass eine gute Mischung mit Luft und somit eine gute Verbrennung erst im Fuchs des Ofens und unter dem Kessel stattfand. Aus diesem Grunde wurde ein Vorverbrennungsraum eingeschaltet, in welchem Gas und Luft auf gleiche Spannung und Temperatur gebracht wurden. Es hat sich erwiesen, dass es am günstigsten sei, die Luft senkrecht auf den Gasstrom einwirken zu lassen. Aus dem Vorverbrennungsraume brannte das Gas mit sehr geringer Spannung in den Ofen. Die Verbrennungsprodukte wurden durch einen stehenden Kessel, welcher an den Schweisssofen angeschlossen war, rasch entfernt. Die Hitze stieg im Ofen sehr rasch; nach circa drei Stunden konnte in dem kaltangeheizten Ofen bereits eingesetzt werden. Sobald der Ofen in Hitze war, verschwand jede Flammen-Entwicklung aus demselben, der Ofen war in schärfster Weissgluth, während der Fuchs nur hellroth wurde. Bei kaltem Ofengang trat die Gasflamme wieder auf und war sehr lang.

Dieser Ofen wurde später ausser Betrieb gesetzt, da das Wassergas im Stahlwerke verwendet wurde und der Ofen zum rationellen Gasbetrieb überhaupt nicht gebaut war.

Der Ofenherd war anfänglich 2680 mm lang und 2000 mm breit, derselbe wurde indessen später auf 3500 mm verlängert, wobei der Gaskonsum gleich blieb. Das Gewölbe war 450 mm über der Herdsohle. Auf Taf. III ist der Schweissofen dargestellt. *A* ist der Vorverbrennungsraum, *G* die 100 mm weite Gaszuleitung, *d* die Düsen, aus welchen das Gas in den Vorverbrennungsraum einströmt. Die Luft wurde mittelst eines Roots-Blower durch das Ziegelgitterwerk, welches sich unterhalb des Ofens befand, in den Kanal *K* geblasen, von wo dieselbe vor jeder Gasdüse senkrecht auf den Gasstrom in den Vorverbrennungsraum eingetreten ist. Das kleine Ziegelgitterwerk im Vorverbrennungsraume, in welchem Luft und Gas zusammen kamen, hatte den Zweck, als Widerstand zu wirken, um die Durchgangsgeschwindigkeiten auszugleichen und ein inniges Mischen zu bewerkstelligen.

Die Wärme der abziehenden Gase wurde durch einen stehenden Kessel ausgenützt, welcher auch den nothwendigen Zug im Ofen besorgte. Da der Ofen, wenn derselbe in Hitze stand, aussah wie ein sehr hell erleuchteter Raum, demnach keine Flamme den Arbeiter in der Beurtheilung des Hitzegrades störte, war die Arbeit eine sehr angenehme und leichte. Da das eingesetzte Material auch rasch gehitzt wurde, nahm der Abbrand ab. Verbrannte Stücke kamen nicht vor.

Die Martinöfen wurden mit vollkommener Regenerativfeuerung ausgestattet. Diese Oefen, auf Taf. IV dargestellt, sind rund, mit einem Blechmantel umgeben; der Boden ist mit Luft gekühlt. Die Vorverbrennungsräume sind in derselben Weise angeordnet wie bei dem Schweissofen. Da reversirend gearbeitet wird, sind dieselben beiderseits vorhanden. Die Gaszuleitung findet durch Düsen statt. Die Luft trifft das Gas senkrecht von unten. Die Regeneratorkammern sind unter den Oefen. Zur Umsteuerung der Essengase ist je ein Schieber angewendet.

Die Gewölbe der Martinöfen können abgehoben werden. Hierzu ist ein starker Krahn zwischen beiden Martinöfen aufgestellt. Derselbe hat auch die Aufgabe die Stahlpfanne bei Raffinirchargen auf das nöthige Niveau zu heben. Jede Gasdüse besitzt einen Hahn, welcher durch eine Zugstange mit den übrigen so verbunden ist, dass sämtliche Hähne einer Batterie gleichzeitig umgestellt werden können. Die beiden Gasrohre, von welchen die Gasdüsen bei je einem Ofen abzweigen, besitzen Drosselklappen mit Gegenstellung. Die Luft wird durch einen Roots-Blower unter eine kleine Glocke geblasen, welche stets hochgehalten, den nothwendigen Winddruck (110 mm gleich dem Gasdruck) erzeugt. Die Windleitungen zweigen in zwei Armen bei jedem Ofen ab und münden in die Ofenkanäle, durch welche die Essengase aus den Regeneratoren in die Esse ziehen. Durch den Steuerschieber *S* ist jeweilig einer dieser Kanäle geschlossen, der andere mit der Esse verbunden. Die Luft wird durch Drosselklappen in der Windleitung so geleitet, dass sie in jenen Ofenkanal eintritt, welcher durch den Schieber geschlossen ist, und von dort durch den früher geheizten

Regenerator in den Vorverbrennungsraum, wo sie mit dem Wassergas zusammentrifft. Die Drosselklappen in der Windleitung haben somit Gegenstellung.

Wird bei irgendeinem Ofen umgesteuert, so wird das Gas beiderseits in den Düsen abgesperrt, der Hebel *H* umgestellt, wodurch die Drosselklappen in den Gaszuleitungen umgestellt werden. Ein Schieber *s* in der Druckwasserleitung wird so umgestellt, dass das Wasser den Kolben *C* und somit den Schieber *S* in die Gegenstellung bringt. Der Schieber *S* stellt durch Mitnehmer die Drosselklappen in der Windleitung um.

Von irgendeiner Gefahr bei Anwendung von Wassergas im Grossen kann nicht die Rede sein.

Ueber die Art und Weise wie mit dem Schweissofen gearbeitet wurde, geben nachstehende Betriebsdaten Aufschluss.

Am 1. Juli wurden in 24 Stunden bei Einsatz von warmen vorgestreckten Stücken im Schweissofen 506.7 q Schweisseisen durchgesetzt. Der Gasverbrauch betrug 8640 m³ Wassergas in 24 Stunden; 6 m³ in einer Minute. Auf 100 kg Einsatz entfielen 17 m³ Wassergas. Dies entspricht einem Kohlenstoffverbrauche von 4 kg oder, auf Ostrauer Kohle gerechnet, 5 kg Kohle. Weil dieser Ofen nicht mit warmen Wind arbeitete, stellten sich die Verhältnisse wesentlich ungünstiger bei Einsatz von grossen kalten Packeten, wodurch der Ofen stark abgekühlt wurde. An einem anderen Tage wurden durch zwölf Stunden durch den Wassergasschweissofen durchgesetzt: 8 Chargen à 20 q = 160 q kalter Stahlknüppel à 50—80 kg, der Gasverbrauch betrug 6 m³ in der Minute. Auf 100 kg Einsatz entfielen 27 m³ Wassergas oder 6.4 kg C, resp. 8 kg Kohle.

Mit dem Wassergasofen arbeitete parallel ein gewöhnlicher Schweissofen mit Planrostfeuerung; durch denselben wurden in gleicher Zeit 90 q gleicher Stahlknüppel durchgesetzt. Auf 100 kg Einsatz wurden dort 40 kg Kohle verbraucht.

Vergleicht man die verbrauchte Wärmemenge, auf 100 kg Einsatz bezogen, für beide Oefen, so erhält man folgende Zahlen: Wenn 1 m³ Wassergas mit 2880 Kalorien und 1 kg Ostrauer Steinkohle mit 7070 Kalorien absoluten Wärme-Effekt bewerthet wird, so verbraucht zu gleicher Leistung der Wassergasschweissofen 77.760 Kalorien, während der Planrostschweissofen 282.800 Kalorien benöthiget.

Um demnach 100 kg Stahl auf Walztemperatur zu hitzen, werden im Wassergasschweissofen nur 28% jener Wärmemenge verbraucht, welche hierzu im Planrostofen erforderlich sind. In dem stehenden Kessel hinter den Schweissofen wurde in beiden Fällen dieselbe Dampfmenge erzeugt.

In einem Wassergas-Martinofen werden in 24 Stunden 200 q Stahl erzeugt. Der Gasverbrauch beträgt ca. 8 m³ in der Minute. Die Luft wird in den Regeneratoren auf 1200 bis 1400° C. erwärmt. Die Temperatur im Ofen ist nahe der Platinschmelzhitze. Die Wärme der abziehenden Gase beträgt hinter den Regeneratoren noch 400—500° C. Es entfallen auf 100 kg fertigem Stahl 60 m³ Wassergas oder ca. 15 kg C, resp. 19 kg Kohle. Anheizen und Einschmelzen des Bodens ist miteinbezogen.

In einem gewöhnlichen Siemens-Martinofen werden für 100 kg fertigen Stahl 40 kg C oder auf 50 kg Ostrauer Kohle verwendet.

Vergleicht man die verbrauchte Wärmemenge pro 100 kg fertigen Stahl, also bei gleicher Leistung in beiden Oefen, so zeigt es sich, dass im Wassergas-Martinofen $60 \times 2880 = 169.200$ Kalorien dasselbe leisten als wie im gewöhnlichen Siemens - Martinofen $50 \times 7070 = 353.500$ Kalorien.

Bei gleicher Leistung verbraucht demnach der Wassergas-Martinofen nur 47 % derjenigen Wärmemenge, welche der gewöhnliche Siemens-Martinofen erfordert. Die verbrauchte Wassergasmenge wird durch Gasuhren konstatiert.

An den Verwendungsstellen des Wassergases hat man demnach ganz unerwartet günstige Resultate erreicht.

Die Erzeugungskosten werden umso günstiger, je forcirter gearbeitet wird, d. h. je mehr Wassergas gegenüber Generatorgas erzeugt wird. In Witkowitz stellten sich im ersten Halbjahre, wobei in mancher Beziehung noch sehr ungünstig gearbeitet wurde, die durchschnittlichen Erzeugungskosten für 1 m³ Wassergas auf 0.5 kr. und für 1 m³ Generatorgas auf 0.17 kr.

10.000 Kalorien im Wassergas kosteten . . 1.77 kr.

10.000 „ „ Generatorgas „ . . 1.72 „

100 kg vom angewendeten Brennstoff kosteten 48 „

Da nun in den Wassergasöfen um ca. 50 % weniger Wärme zu gleicher Leistung gebraucht wird als wie in den Siemens-Regenerativöfen, so ist es ersichtlich, dass die Wassergasöfen günstiger arbeiten, wozu noch der grosse Vorzug kommt, dass dieselben mit grosser Einfachheit und Sicherheit die nöthigen hohen Temperaturen erreichen lassen. Man hat es stets in der Hand, in den Ofen mehr oder weniger Gas einzulassen und hierdurch die Temperatur nach Wunsch zu regeln.

Herr Blass nimmt die Gestehungskosten für 1 m³ Wassergas je nach den Verhältnissen, unter denen gearbeitet wird, mit 1—4 Pfg. an, wobei die Generatorgase nicht bewerthet wurden. In den Erzeugungskosten sind Amortisation der Anlage, des Rohrnetzes, die Brennstoffkosten und Löhne miteinbezogen.

In Amerika brennen in mehr als 80 Städten Wassergasflammen, dort wird dieses Gas durchwegs karburirt. In Deutschland entwickelte sich die Wassergasbeleuchtung anders. Der schwedische Ingenieur O. Fahnehjelm stellte für Wassergas ein Glühlicht mit sehr gutem Erfolge dar. Dieser Inkandescenzbrenner besteht aus einem halbkreisförmigen Bügel, in welchem in Magnesia-masse Stifte aus derselben Masse in zwei Reihen eingesetzt sind. Die Nadeln sind ca. 1 mm stark und bestehen aus gebrannter Magnesia. Der Bügel, welcher die Nadeln trägt, wird durch zwei Stäbchen gestützt, welche in eigens hiefür vorhandene Hülsen des Brenners gesteckt werden. Die kurze scharfe Flamme, mit welcher Wassergas brennt, ist blau, versetzt jedoch schon nach einigen Sekunden den Magnesiakamm in schöne Weissgluth. Die Brenndauer ist ca. 60 Stunden, worauf der Kamm gewechselt werden muss. Die Leuchtkraft beträgt bei 180 l Gasverbrauch in der Stunde ca. 20 Kerzen während der ersten 20 Stunden, worauf die

Leuchtkraft abnimmt. Nach 60 Stunden beträgt die Leuchtkraft noch ca. 15 Kerzen.

Das ruhige milde Licht, welches dem Auge besonders zuträglich ist, die geringe Wärme-Entwicklung in den mit Fahnehjelm'schen Brennern erleuchteten Räumen, die Unschädlichkeit der Verbrennungsprodukte, sowie der Vortheil der Billigkeit, erklären es, warum in verhältnissmässig so kurzer Zeit, diese Brenner eine ziemlich bedeutende Anwendung fanden. Der einzige Nachtheil dieser Beleuchtungsart besteht darin, dass die Brenner nach verhältnissmässig kurzer Zeit gewechselt werden müssen. Bei geschlossenen Wohnräumen ist dieser Nachtheil wohl geringe anzuschlagen, bei Strassenbeleuchtung muss die Macht der Gewohnheit überwunden werden.

In Essen waren im Jahre 1885 bereits 600 Magnesiabrenner im Betrieb, gegenwärtig ist diese Zahl sehr vergrössert. Gebrüder Pintsch haben einen Theil ihrer Fabrik in Fürstenwalde so beleuchtet, bei Gebrüder Sulzer in Winterthur ist dieses Licht auch zu sehen, in Witkowitz brennen gegenwärtig ca. 120 Flammen dieser Art, in kurzer Zeit wird diese Zahl indessen vervielfacht werden.

Insbesondere für Oesterreich räumt die Billigkeit dieser Beleuchtungsart eine bedeutende Zukunft ein, da die Frage wie man am besten aus den verschiedenen Brennstoffgattungen Wassergas erzeugen kann, voraussichtlich sehr bald gelöst sein wird. Andererseits dürfte die Erzeugung von Wassergas, da das mitfallende Siemensgas bei Beleuchtungsanlagen gut zur Dampferzeugung verwendet werden kann, Hand in Hand gehen mit der Errichtung von Centralstellen für den Betrieb elektrischer Maschinen. Sind Braunkohlengeneratoren einmal entwickelt, so steht der Einführung von Wassergas an vielen Punkten der Monarchie der wirthschaftliche Vortheil auch dann zu, wenn das mitfallende Siemensgas in die Luft geblasen werden sollte, ein Umstand, der indessen den wenigsten Fabrikanten einfallen dürfte.

Ein Fahnehjelm'scher Brenner kostet aus Essen bezogen 7 Kreuzer, die Rekonstruktion desselben 5½ Kreuzer. Da das eiserne Gerippe sehr oft gebraucht werden kann, kommt ein Brenner jedenfalls unter 6 Kreuzer zu stehen. Der Brenner kostet somit für die Stunde unter 0.1 Kreuzer und da eine Flamme in 5.5 Stunden 1 m³ Wassergas verbraucht, erhöhen sich die Beleuchtungskosten pro 1 m³ verbrauchten Wassergases um 0.55 Kreuzer.

In Witkowitz wird das Wassergas noch nicht zum Beheizen von Wohnräumen und zu Kochzwecken verwendet; dies dürfte indessen in kurzer Zeit geschehen. In Essen geschieht bereits beides, wobei verschiedene Gasöfen, welche für Leuchtgas konstruirt sind, sowie Kochapparate in Verwendung stehen. Um 1 m³ Zimmerinhalt von — 20° R. auf + 19° R. zu erwärmen, sind pro Stunde 10 l Gas erforderlich.

Gleich günstig sind sämmtliche Versuche ausgefallen, bei welchen Wassergas zum Betriebe von Gasmotoren angewendet wurde. Herr Blass gibt an, dass man pro Pferdekraft und Stunde 2 m³ Wassergas benöthigt.

Ueber die gegenwärtige Anwendung von Wassergas in Deutschland und Oesterreich theile ich mit, dass ausser der beschriebenen Wassergasanlage in Witkowitz, Gebrüder

Pintsch zwei Generatoren mit 50 m^3 Erzeugung pro Apparat und Stunde in Fürstenwalde bei Berlin in Betrieb haben. Gebrüder Sulzer in Winterthur haben einen 50 m^3 -Generator in Betrieb. Die Firma Schulz, Knaudt & Comp. in Essen betreiben 300 m^3 -Apparate, ausserdem sind mehrere

ähnliche Anstalten im Baue begriffen, wovon ich hervorhebe, dass der Hörder Bergwerks- und Hüttenverein in Hörde zum Betriebe der Stahlhütte und des Walzwerkes eine grosse Central-Vergasungsanlage mit Wassergas-Erzeugung gegenwärtig baut.

Die neue Brücke (Albrechtsbrücke) über die Mur in Graz.

Mitgetheilt von R. R. Prof. v. Gabriely.

(Mit Zeichnungen auf Taf. V—VII.)

Einleitung. Am 12. Mai 1881 wurde vom Gemeinderathe der Landeshauptstadt Graz der Beschluss gefasst, als Ersatz der hölzernen Albrechtsbrücke, deren Träger verzahnte Balken waren, zur Verbindung der Albrechtsgasse mit der Tegetthoffstrasse eine eiserne Brücke auf steinernen Unterbauten herzustellen.

Da eine Brücke, deren Träger nicht über die Fahrbahn hervorstehen, der Niveauverhältnisse und Wasserstände wegen, nicht leicht ausgeführt werden konnte, so entschloss man sich schliesslich zur Erbauung der im Folgenden zu besprechenden Konstruktion.

Der Gemeinderath ernannte zur Ueberwachung des Baues ein Baucomité, welches aus Mitgliedern der Stadtvertretung und dem städtischen Baudirektor Rudolf Linner bestand, ausserdem wurde von der Stadt eine eigene Bauleitung, bestehend aus städtischen Ingenieuren, eingesetzt.

Die Situations- und Niveauverhältnisse sind aus Taf. V, Fig. 1 und 2, sowie aus Taf. VII, Fig. 25, zu entnehmen.

Bei diesem Bau ergaben sich drei Perioden u. zw.:

1. Periode. Fundirung und Erbauung des Mittelpfeilers mittelst Anwendung von gepresster Luft und eisernem Caisson, welch' letzterer mit seiner Schneide in einer Tiefe von 7.29 m unter Nullwasser den tragfähigen Sandstein erreichte. Die Ausführung des Mittelpfeilers wurde der Bauunternehmung Gebrüder Klein, A. Schmoll und E. Gärtner in Wien übertragen.

2. Periode. Erbauung der Landwiderlager auf Bétonfundirung, ausgeführt vom Stadtbaumeister Andreas Franz und seines Bruders Johann Franz.

3. Periode. Aufstellung der Eisenkonstruktion durch die Oesterreichisch-Alpine Montangesellschaft aus ihrem Werke in Andritz ob Graz.

Baustelle. Die Breite des Murflusses bei Nullwasser, gemessen vom linksseitigen Fuss des Talospflasters bis zur Mitte des rechtsseitigen Landpfeilers, beträgt an der Baustelle ca. 60 m .

Der Baugrund besteht aus grossen Geschieben, Rundschotter und Sand, darunter etwa in einer mittleren Tiefe von 7.3 m eine tragfähige Sandsteinschicht in beträchtlicher Mächtigkeit. Die Wasserstände sind ziemlichen Schwankungen unterworfen und es sollen folgende Daten, welche ämtlich erhoben wurden, für die Station Graz angeführt werden.

Wasserstände. . . . — 0.25 m bis $+3.32\text{ m}$

Geschwindigkeit. . . . 0.90 m „ 5.10 m

Wassermasse. . . . 46 m^3 „ 890 m^3

Die Wasserstände während der Bauzeit waren ziemlich günstige.

Hauptdimensionen und Konstruktion der Brücke. Die Achse des Mittelpfeilers schliesst mit der Brückenachse einen Winkel von $88^\circ 54' 38''$ ein. Ein kontinuierlicher Fachwerkträger überspannt die beiden Öffnungen, deren Stützweiten 32.488 m und 32.35 m messen.

Die benutzbare Fahrbahnbreite beträgt 8.00 m und die beiden, ausserhalb auf Konsolen ruhenden Fusswege haben eine lichte Breite von je 2.50 m . Die Tragwände liegen in einer Entfernung von 9.0 m . Der Abstand von der Unterkante der Tragwände bis zur Fahrbahnkrone misst 0.72 m ; die Höhe von der Auflagerquader-Oberkante bis zur Fahrbahnkrone beträgt 0.995 m ; das Fusswegplanum liegt 0.08 m über der Fahrbahn.

Mittelpfeiler (Taf. VII, Fig. 21 und 22). Die Gründung wurde unter Anwendung von gepresster Luft durchgeführt und erfolgte die Absenkung ohne nennenswerthe Vorkommnisse auf die mittlere Tiefe von 7.287 m .

Landpfeiler (Taf. VII, Fig. 20, 23 und 24). Der linksseitige Landpfeiler erhielt ein 1.0 m starkes Bétonfundament von einer Pfahlwand eingefasst; derselbe ist an seiner Krone 18 m lang und 2.02 m dick. Als rechtsseitiger Landpfeiler wurde durch theilweise Abtragung eine auf einem pilotirten Rost stehende Kaimauer zur Auflagerung der Eisenkonstruktion adaptirt.

Eiserner Ueberbau.

a) **Hauptträger.** Die Hauptträger sind, wie aus Taf. V zu entnehmen, kontinuierliche Fachwerke nach dem System des gleichschenkligen Dreieckes mit Vertikalen; die beiden Brückenfelder haben 32.488 und 32.350 m Stützweite. Jedes Brückenfeld erhielt acht Knotenweiten zu ca. 3.960 m Weite.

Die Brückenachse schneidet die Achse des Mittelpfeilers unter einem Winkel von $88^\circ 54' 38''$, welche Anordnung durch die örtlichen Verhältnisse hervorgerufen wurde.

Nach Taf. V, Fig. 7 besteht die obere Gurtung eines Hauptträgers aus 1 Kopfblech, 4 Winkeleisen, 2 Stehblechen und wo es nöthig aus einem oder zwei Flach-eisen; die beiden Stehbleche sind um 266 mm auseinandergerückt und an ihrer Innenseite sind die Knotenbleche ange-nietet, welche zur Befestigung der Füllungsglieder dienen. Die Materialvertheilung, die Anordnung der Stösse und Deckungen sind in Fig. 5 angegeben.

Die untere Gurtung mit ähnlichen Querschnitten ist aus Fig. 6 zu entnehmen, wobei zu bemerken, dass die Horizontalverbindung (vergleiche Taf. VI, Fig. 13) aus $\frac{70}{10}$ starkem Flacheisengitterwerk hergestellt wurde.

Die Mittel- und Endständer, deren Querschnitte auf Taf. V, Fig. 8 und 9 ersichtlich, bestehen aus Stehblechen, Winkelleisen und Gitterwerk. Letzteres ist zwischen den Stehblechen der Gurtungen durch längere Diaphragmenbleche, wie Taf. V Fig. 12 zeigt, ersetzt.

Die Querschnitte der nach rechts ansteigenden Gitterstäbe sind in den Fig. 10, jene der nach links ansteigenden Schar aus den Fig. 11 zu entnehmen; eine weitere Erklärung dürfte umsomehr überflüssig sein, als die Taf. V und VII sowohl die Dimensionen, als auch die Befestigungsweise in den Knotenpunkten zur Genüge erklären.

Die Vertikalen, welche zur Aufnahme der unteren Knotenlasten und zur Sicherung der vertikalen Lage der Haupttragwände dienen, bestehen aus vier Winkelleisen von $\frac{65 \times 65}{8}$ und dazwischen liegendem Flacheisengitterwerk.

b) **Fahrbahn-Konstruktion.** α) Eigentliche Fahrbahn. Der Querschnitt der Brücke ist aus der Fig. 12, Taf. VI zu entnehmen. Aus dieser Darstellung sowie aus dem Grundrisse Fig. 13 und dem Längsschnitte Fig. 19 ist zu erkennen, dass zwischen den als Blechträger konstruierten, mit abwärts gebogener unterer Gurtung hergestellten Querträgern fünf Längsträger und zwei Ortträger (ebenfalls Blechträger) angeordnet sind. In jedem Fache zwischen zwei Hauptquerträgern wurden zwei sekundäre gewalzte Querträger (siehe Taf. VII, Fig. 19 und Taf. VI, Fig. 13) eingelegt, wodurch viereckige Felder entstanden, welche man mittelst angenieteter Buckelplatten überdeckte. Der über dem Mittelpfeiler liegende Doppelquerträger wurde etwas stärker ausgeführt.

Die Fahrbahntafel besteht aus den Buckelplatten, darauf liegt Béton, dann ein Blindboden aus 40 mm starken Bohlen und endlich das 130 mm dicke imprägnirte Holz-

stöckelpflaster aus Fichtenholz. (Siehe Taf. VI und VII, Fig. 12 und 19). Das Holzpflaster erhielt eine Konvexität; ferner wurden auf jeder Seite sechs gusseiserne Saugstöckel angeordnet.

β) **Gehbahnen.** Diese bestehen aus schmiedeisernen Konsolen (s. Taf. VI, Fig. 12), Unterstützungsträgern x , Geländerträgern y und den Zwischenträgern z , auf welchen

die Polsterhölzer a zur unmittelbaren Aufnahme der 50 mm starken Dielen b ruhen. Die in getriebener Arbeit ausgeführten reichen schmiedeisernen Geländer, so wie der Zierguss, sind an den Geländerträgern befestigt.

c) **Horizontalverband.** Derselbe ist unter der Fahrbahn mit Rücksicht auf die bei der unten folgenden statischen Berechnung gemachten Bemerkungen aus Flacheisen, welche von der Mitte der Querträger bis zu den an den Hauptträgern befestigten Knotenblechen (siehe Taf. V, Fig. 4 und Taf. VI, Fig. 13) laufen, durchgeführt.

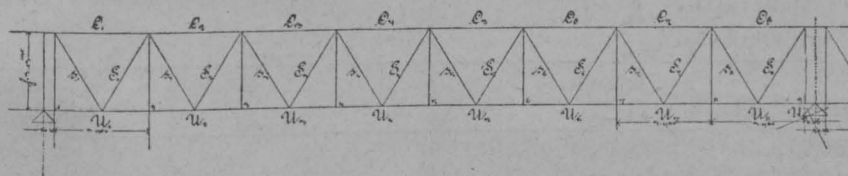
Unter den Gehbahnen sind an den Endfeldern noch Flacheisen-Windkreuze 60×10 mm eingezogen, deren Befestigung aus den genannten Figuren zu entnehmen ist.

d) **Anschluss der Brücke über den Landpfeilern.** Die Fig. 15, 16 und 17 auf Taf. VI zeigen die gewöhnliche Anordnung mittelst Benützung von gerippten Eisenplatten, welche auf Blechunterlagen gleiten; letztere ruhen auf einem Balken, der nach Fig. 15 mit

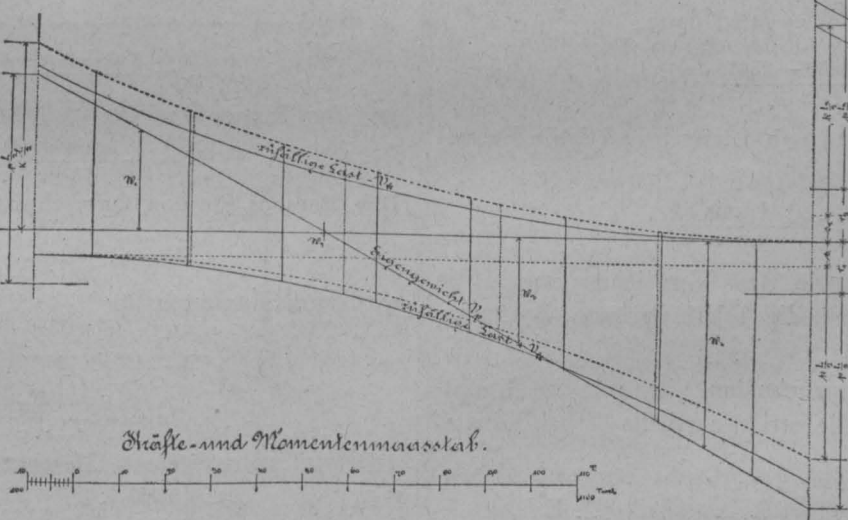
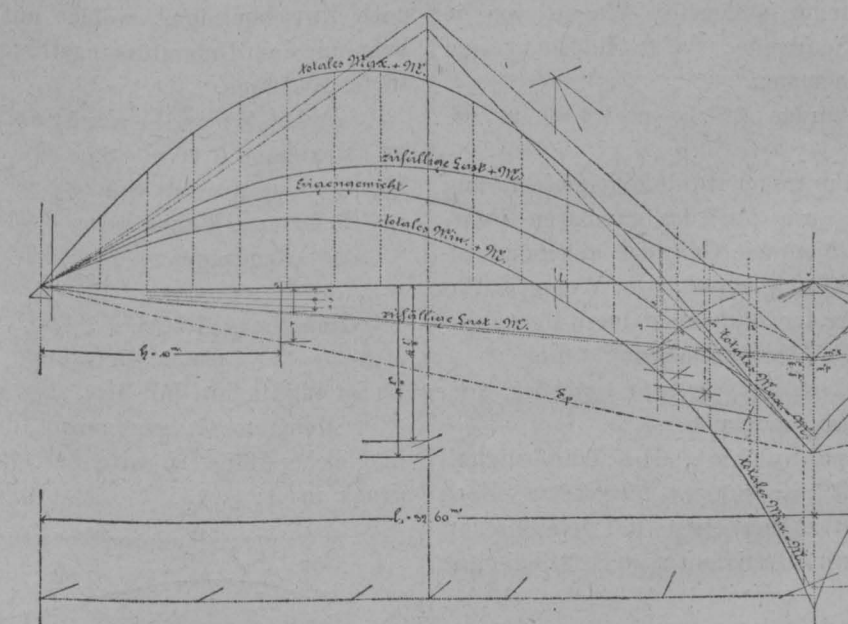
dem Mauerwerke verankert ist. Die einfache Konstruktion für die Gehbahnen kann aus Taf. VII, Fig. 18 bei B entnommen werden.

e) **Konstruktion der Auflager.** Die Endauflager sind Walzenlager auf Bleiplatten lagernd, sowie dies auf Taf. VII, Fig. 18 und Taf. VI, Fig. 14 angegeben erscheint.

Die fixen Mittelaullager haben die bekannte Konstruktion



Perm. Last $p = 2.86 t$, zufällige Last $k = 2.60 t$ pro Kurr.-Mtr.



Stärke- und Momentenmaßstab.

der Kippelager, wie sie in Fig. 19 auf Taf. VII gezeichnet ist, wobei wir nur bemerken, dass hier Stahl in Verwendung kam.

Statische Berechnung.

1. Allgemeines.

Die in die Rechnung eingeführten Stützweiten und Richtungen der Pfeiler gegen die Brückenachse sind aus folgender Skizze zu entnehmen:

Belastungen. Für die kontinuierlichen Fahrbahnträger ist ein Wagen von 20 t Gewicht mit 1.5 m Spurweite und 4.0 m Radstand, und speciell für die Querträger auch das Gewicht zweier nebeneinander stehender Wagen von je 12 t Gewicht mit 1.4 m Spurweite, 3.5 m Radstand und 2.5 m Gesamtbreite angenommen.

Für die Gehwege wurden 467 kg pro 1 m² in die Rechnung eingeführt.

Als Belastung der Hauptträger wurde eine gleichförmig vertheilte Last von 400 kg pro 1 m² der nutzbaren Fahrbahnfläche und 467 kg pro 1 m² der Gehwege angenommen. Ausserdem wurde eine Belastung durch zwei Wagen à 12 t unter gleichzeitiger Belastung der Gehbahnen durch Menschengedränge mit 467 kg pro 1 m² berücksichtigt.

Für den Winddruck sind 150 kg pro 1 m² der vom Winde getroffenen Fläche angenommen.

Zulässige Inanspruchnahme. Die Tragfestigkeit der Materialien wurde mit $t = 3800$ kg festgesetzt. Nach Wöhler's Versuchen mit Achseneisen der Gesellschaft „Phönix“ beträgt die Ursprungsfestigkeit $u_1 = 2200$ bei einer Tragfestigkeit $t_1 = 3290$.

Wir setzen demnach für die Ursprungsfestigkeit $u = 2200 \cdot \frac{3800}{3290} = 2541$ und es wird dann

$$\frac{t - u}{u} = \frac{3800 - 2541}{2541} = 0.5$$

Hiemit gibt die Weyrauch-Laubhardt'sche Formel für die Arbeitsfestigkeit

$$i = 2541 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{\min S}{\max S} \right)$$

worin unter Berücksichtigung des Vorzeichens $\min S$ die relativ kleinste und $\max S$ die relativ grösste Spannung bedeutet.

Als zulässige Inanspruchnahme ist für die Hauptträger $\frac{1}{3}$, für die übrigen Konstruktionstheile $\frac{1}{4}$ der Arbeitsfestigkeit gewählt, sonach

$$\sigma = \frac{1}{3} i = 850 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{\min S}{\max S} \right), \quad \sigma_1 = 640 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{\min S}{\max S} \right)$$

2. Gehwege.

a) Bedielung. Maximalstützweite der Dielen $l = 1.0$ m. Belastung. Nimmt man an, dass auf einer Bohle drei Mann mit je 80 kg Gewicht zu stehen kommen, so ergibt sich: Last pro Längenmeter 240 kg
Eigengewicht der Bohle 10 „
Zusammen $q = 250$ kg

Bei einer Bohlenbreite von 25 cm und einer zulässigen Inanspruchnahme $\sigma = 70$ kg pro 1 cm² wird die Bohlenstärke d

$$d = l \sqrt{\frac{3}{4} \frac{q}{\sigma \cdot b}} = 3.3 \text{ cm};$$

nebst Zuschlag für die Abnutzung wurde d mit 5 cm ausgeführt.

b) Gerippe der Gehwege. Dasselbe besteht, wie oben bemerkt, aus Konsolen, welche zunächst einen Unterstützungsträger (Längsträger) und den Geländerträger (Saumträger) aufnehmen. Zwischen den Konsolen liegen

noch Zwischenträger, welche auf dem Orträger der Fahrbahn und dem Unterstützungsträger, so wie auf dem Geländerträger aufrufen.

a) Die Zwischenträger liegen in Entfernungen von im Maximum 1.00 m. Sie sind als kontinuierliche Träger über drei elastischen Stützen zu betrachten.

Belastung. Bohlenbelag 5×7 . . . 35 kg pro 1 m²

Zwischenträger 20 „ „ „

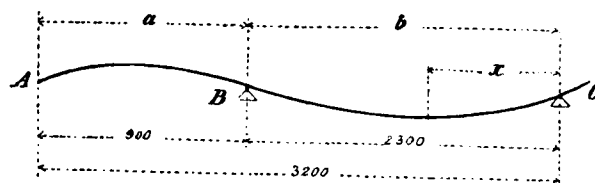
55 kg pro 1 m²

Menschengedränge 467 „ „ „

Totale Belastung . . . 522 kg pro 1 m²

Es ist mithin pro lfd. Mtr. $q = 522$.

Momente. Angenommen, die Stützen A, B, C bleiben in gleicher Höhe, so wird bei totaler Belastung der Stützendruck in A:



$$R_A = \frac{3 a^2 + a b - b^2}{8 a} \cdot q = -58 \text{ kg}$$

und das Moment bei B:

$$M_B = -\frac{q (a^3 + b^3)}{8 (a + b)} = -263 \text{ kgm.}$$

Das Moment für den Querschnitt x:

$$M_x = q \cdot \frac{b}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{M_B x}{b}$$

wird zum Maximum für

$$\frac{d M_x}{d x} = q \cdot \frac{b}{2} - q x + \frac{M_B}{b} = 0$$

$$x = \frac{b}{2} - \frac{M_B}{b \cdot q} = 0.931 \text{ m}$$

und wird dieses grösste Moment

$$\max M_x = 0.931 \left(\frac{2 \cdot 300}{2} \cdot 522 - \frac{522 \cdot 0.931}{2} - \frac{263}{2 \cdot 3} \right) = 226 \text{ kgm}$$

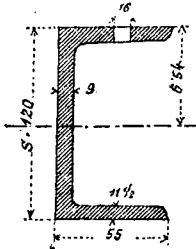
Bei totaler Belastung von BC allein wird, wenn man die ständige Belastung von AB mit 55 kg pro Kurrent-Meter vernachlässigt, das Moment über der Mittelstütze B = -248 kgm; das grösste positive Moment tritt dann bei $x = 0.943$ m auf und wird $\max M_x = 232$ kgm.

Thatsächlich wird sich die Stütze B gegen A und C etwas mehr senken, somit das negative Maximum etwas vermindern und das positive vermehren.

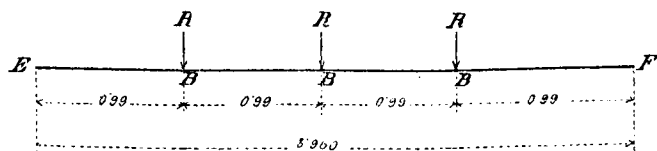
$$\text{Zulässige Inanspruchnahme } \sigma = 640 \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{55}{522} \right) = 673 \text{ kg pro } 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nothwendiger Querschnittsmodul } W = \frac{26300}{673} = 39$$

Für nebenstehenden Querschnitt ist $J = 375.4$ und $W = \frac{375.4}{6.54} = 57.4$, mithin ausreichend.



3) Unterstützungsträger.



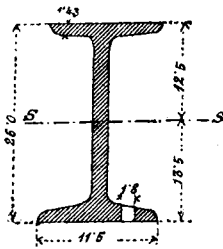
Der Druck bei B wird

$$R_B = q \left(\frac{a+b}{2} \right) - M_B \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right) = R_B = 1242 \text{ kg}$$

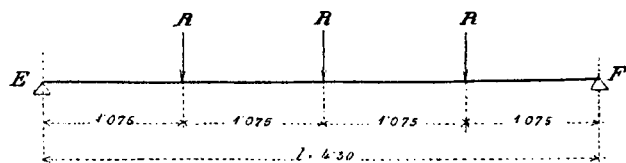
dazu das Eigengewicht des Trägers = 48 „
zusammen . . 1290 kg

Das Moment berechnet sich mit $M = 1290 (1.5 \times 198 - 99) = 255.420 \text{ kgcm}$; daher nothwendiger Querschnittsmodul $W = \frac{255420}{673} = 380$

Für nebenstehenden Querschnitt wird $J = 5694$ $W = \frac{5694}{13.5} = 421$, derselbe ist also ebenfalls ausreichend.



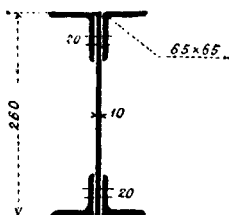
Im Endfelde beträgt die Stützweite: $l = 4.30 \text{ m}$



Hiernach wird die Belastung $R_B = 1290 \cdot \frac{1.075}{0.99} = 1400 \text{ kg}$ und $M = 1400 (1.5 \times 215 - 107.5) = 301000$

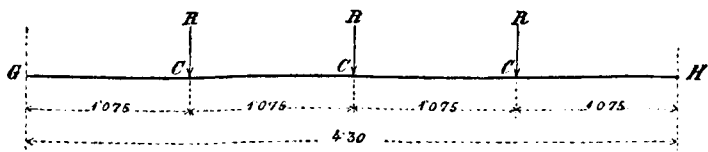
Der nothwendige Querschnittsmodul folgt hieraus mit $W = \frac{301000}{673} = 447$

Dem gewählten Querschnitte entspricht $W = 495$.



7) Geländerträger. Druck in den Punkten C 218 kg
Eigengewicht des Geländerträgers und Geländers . . 102 „
Totale Belastung . . 320 kg

Von dieser Belastung entfallen für das Eigengewicht ca. 124 kg.

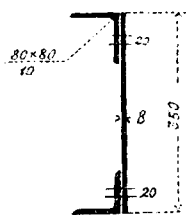


$$M = 320 (1.5 \times 215 - 107.5) = 68800 \text{ kgcm.}$$

Zulässige Inanspruchnahme:

$$\sigma = 640 \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{124}{320} \right) = 762$$

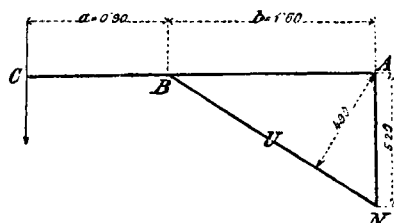
$$\text{Nothwendiger Querschnittsmodul } W = \frac{68800}{762} = 90.$$



Der ausgeführte Querschnitt besitzt einen Querschnittsmodul $W = 458$.

Da der Geländerträger sowohl durch das Gelände als durch das daran hängende Gesimse auf Torsion beansprucht wird, so musste der Querschnitt etwas stärker gewählt werden, als er sich für die vertikale Belastung allein ergeben hätte.

8) Konsolen. Die grösste Entfernung derselben ist $e = 4.10 \text{ m}$.



Belastung im Punkte C:

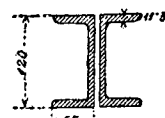
1. Vom Geländerträger $3 \times 320 = 960 \text{ kg}$
2. Ausserdem durch direkte Belastung

$$522 \times \frac{0.9}{2} \times \frac{4.1}{4} = 240 \text{ „}$$

Zusammen 1200 kg

$$\text{Moment bei B. } M = 1200 \times 90 = 108000 \text{ kgcm}$$

$$\text{Nothwendiger Querschnittsmodul } W = \frac{108000}{762} = 141.$$



Ausgeführter Querschnitt

dafür Querschnittsmodul $W = 145$.

Bei voller Belastung der Gehwege ist der Druck in C: $-3.58 \dots = -174 \text{ kg}$
Gelände und Geländerträger $3 \times 102 \dots = +306 \text{ „}$
Direkte Belastung des Feldes BC $\dots = +240 \text{ „}$
+ 372 kg

Diverses $\dots = 28 \text{ „}$

Zusammen $\dots = 400 \text{ kg}$

Belastung in B. Auflagerdruck des Unterstützungsträgers $3 \times 1290 \dots = 3870 \text{ kg}$

$$\text{Direkte Belastung } \frac{0.9 + 1.6}{2} \times 522 \dots = 652 \text{ „}$$

$$\text{Eigengewicht der Konsolen in B konzentriert} = 128 \text{ „}$$

$$4650 \text{ kg}$$

$$\text{Diverses} \dots = 150 \text{ „}$$

$$4800 \text{ kg}$$

Das Moment in A wird $M = 400 \times 2.50 + 4800 \times 1.60 = 8680 \text{ kgm}$, mithin Druck in der Strebe $U = \frac{8680}{0.49} = 11714 \text{ kg}$.

Zulässige Inanspruchnahme. Die zufällige Last beträgt $467 \text{ kg pro } 1 \text{ m}^2$, die permanente $120 \text{ kg pro } 1 \text{ m}^2$, man kann daher mit hinreichender Genauigkeit setzen

$$\sigma = 640 \left(1 + \frac{120}{2.587} \right) = 705$$

$$\text{Nothwendiger Querschnitt } f = \frac{17714}{705} = 25 \text{ cm}^2.$$



Ausgeführter Querschnitt $\Omega = 37 \text{ cm}^2$;

$$J_s = 280.$$

Netto-Querschnitt $f^1 = 33.2 \text{ cm}^2$

Für eine freie Länge $\lambda = 1.00 \text{ m}$ berechnet sich der reducirte

Querschnitt *)

$$f' = \frac{f''}{1 \times 0.00008 \frac{\Omega \lambda^2}{f}} = 30.0 \text{ cm}^2$$

3. Fahrbahn.

a) Buckelplatten. Belastung.

Holzstöckelpflaster 13 cm hoch, 13×9 . . . = 117 kgBohlen 4 cm stark, 4×7 = 28 „Gewicht der Füllmasse pro 1 m^3 1000 kgd. i. bei 13 cm Höhe $\frac{1}{2} \cdot 13 \cdot 10$. . . = 65 „

Kalottenbleche 63 „

Zusammen permanente Last 273 kg pro 1 m^2

Zulässige Inanspruchnahme.

Nach Winkler ist näherungsweise:

$$\sigma \delta = \frac{1}{2} \left[0.12 \left(1 + 2.4 \frac{\delta}{h} \right) D + 0.22 \frac{g l^2}{h} \delta \right] \quad . . . \quad (\rho)$$

Hierin ist δ die Blechdicke = 0.8 cm, die Pfeilhöhe $h = 12 \text{ cm}$, die Länge und Breite $l = 120 \text{ cm}$.Die Spannung für die zufällige Last $D = 5 t$ ergibt sich mit $\sigma_1 = 544 \text{ kg}$ pro 1 cm^2 , für die permanente Last mit $\sigma_2 = 45 \text{ kg}$; daher die zulässige Inanspruchnahme

$$k = 640 \left(1 + \frac{45}{1178} \right) = 664 \text{ kg}$$

Aus Gleichung ρ wird die Tragfähigkeit

$$D = \frac{\frac{k h}{0.06} - 1.83 g l^2}{h + 2.4 \delta} \cdot \delta = 6072 \text{ kg}$$

Nieten. Bei einer Nietstärke $d = 1.8 \text{ cm}$, $h = 12 \text{ cm}$, $D = 5 t$ $\sigma = 498$ wird die Entfernung e der Niete = 14.4 cm.

β) Längsträger. Stützweite 3.96 m, Entfernung 1.3.

Permanente Belastung. Das Gewicht des Stöckelpflasters sammt Füllmasse wie oben 273 kg pro 1 m^2 . Angenommen, dass die Buckelplatten diese Last auf die vier Auflagerkanten gleichmässig vertheilen und das Eigengewicht des Längsträgers 281 kg beträgt, so ergibt sich als gleichförmig vertheilte Last 1000 kg

Als centrirt Last in jenen Punkten, wo die sekundären Querträger die Längsträger treffen:

$$273 \times 1.32 \times \frac{1.33}{2} \quad = 240$$

$$\text{dazu das Eigengewicht des sekundären Querträgers} \quad = 60$$

Zusammen . . . 300 kg

Zufällige Belastung. Diese tritt dann ein, wenn ein Rad von 5 t Druck in der Mitte des Längsträgers steht.

Maximal-Momente.

$$M_p = \frac{1}{8} \times 1000 \times 396 + 132 \times 300 \quad . . = 89100 \text{ kgcm}$$

$$M_z = \frac{1}{4} \cdot 5000 \times 396 \quad = 495000 \text{ „}$$

Zusammen . . . 584100 kgcm

Zulässige Inanspruchnahme:

$$\sigma = 640 \left(1 + \frac{89100}{2 \times 584100} \right) = 689 \text{ kg}$$

*) Der reducirte Querschnitt ist derjenige Theil des Netto-Querschnittes, welcher mit der zulässigen Inanspruchnahme für reinen Druck multiplicirt, diejenige Kraft repräsentirt, welche der Konstruktionstheil aufzunehmen im Stande ist.

$$\text{Nothwendiger Querschnittsmodul } W = \frac{584100}{689} = 848.$$

Stärke der Auflagerrippe. Die Buckelplatten sind auf dem horizontalen Schenkel des Winkelleisens des Längsträgers aufgelagert. Die Breite c ist mit 6 cm angenommen, dann ergibt sich die Stärke d an der Wurzel nach Winkler aus

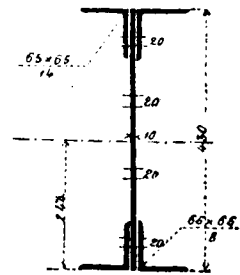
$$c = \left(0.185 \frac{\sigma \cdot b \cdot d}{D} - 0.016 \frac{l}{h} \right) d$$

b die Breite, auf welche sich der Einzeldruck $D = 5 t$ vertheilt, wurde 1.3 m gesetzt und ferner $\frac{l}{h} = 10$, $\sigma = 689$

$$c = \left(0.185 \cdot \frac{689 \times 130}{5000} \cdot d - 0.16 \right) d$$

woraus

$$d = 0.024 + \sqrt{(0.024)^2 + \frac{c}{3.314}} = 1.36 \text{ cm.}$$



Für den Längsträger wurde nach graphischer Ermittlung folgender Querschnitt angenommen, welcher ein Trägheitsmoment $J = 22052 \text{ cm}^4$, einen Querschnittsmodul $W = 903 \text{ cm}^3$ und ein statisches Moment $S = 605$ besitzt.

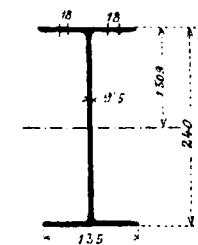
Die Maximal-Transversalkraft wird

$$V = \frac{1000}{2} + 300 + 5000 = 5800,$$

daher die grösste Wandspannung

$$s = \frac{5800 \cdot 605}{22052} = 159 \text{ kg pro } 1 \text{ cm}^2$$

γ) Sekundäre Querträger. Stützweite 1.30 m. Gleichförmig vertheilte permanente Last 300 kg, zufällige Last Raddruck 5000 kg.



$$M = \left(\frac{1}{8} \cdot 300 + \frac{1}{4} \cdot 5000 \right) 133.3 = 171662 \text{ kgcm}$$

$$\text{Nothwendiger Querschnittsmodul } W = \frac{171662}{640} = 268.$$

Ausgeführter Querschnitt $J = 5005$ und $W = 382$.

δ) Ortträger der Fahrbahn. Max. Stützweite 4.30 m. Permanente Last:

$$\text{von der Fahrbahn } 273 \times \frac{1.33}{2} \cdot 4.3 \quad = 780 \text{ kg}$$

$$\text{„ den Gehwegen } 53 \times 4 \quad = 212 \text{ „}$$

$$\text{Eigengewicht des Trägers und Diverses} = 388 \text{ „}$$

Zusammen . . . 1380 kg

Zufällige Last. Concentrirte Last, wenn ein Rad knapp am Ortträger steht, 5 t. Gleichförmig vertheilte Last durch das Menschengedränge am Gehwege $p = 440 \times 4 = 1760 \text{ kg}$.

Maximal-Moment.

$$m_p = \frac{1}{8} \cdot 1380 \times 430 \quad = 74175 \text{ kgcm}$$

$$m_z = \left(\frac{1}{8} \cdot 1760 + \frac{1}{4} \cdot 5000 \right) \times 430 \quad = 632100 \text{ „}$$

$$M_q = 706275 \text{ kgcm}$$

Zulässige Inanspruchnahme

$$k = 640 \left(1 + \frac{74175}{2 \times 706275} \right) = 673 \text{ kg pro } 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nothwendiger Querschnittsmodul } W = \frac{706275}{673} = 1049 \text{ cm}^3.$$

Ausgeführter Querschnitt $J = 48928$ $W = \frac{48928}{37} = 1322 \text{ cm}^3$.

Wegen der excentrischen Belastung wurde der Querschnitt stärker gewählt.

e) Querträger. Stützweite 9.0 m, normale Entfernung 3.96 m.

Belastung. Permanente Last.

Trag-Gerippe = 132

Belag . . . = 273

405 kg pro 1 m²

Totale permanente Last

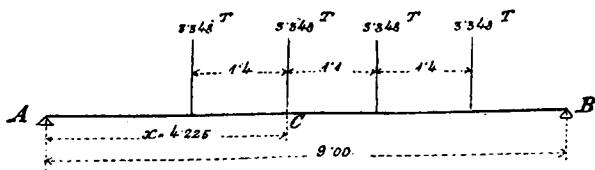
$405 \times 9 \times 396 = 14434 \text{ kg}$.

Zufällige Last. Die ungünstige Laststellung ist neben skizzirt. $R = 3 + \frac{0.46 \times 3}{3.96} = 3.348 \text{ t}$.

Momente. Das Minimum tritt ein, wenn der Querträger gar nicht, die Gehwege aber total belastet sind. Für das Moment in der Mitte hat man dann

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 14434 \times 900 - 830500 = 793337 \text{ kgcm}.$$

Das Maximum tritt ein, wenn der Querträger total, die Gehwege jedoch gar nicht belastet sind.



Dieses Maximum, welches im Querschnitte C auftritt ist nach graphischer Ermittlung . . . $m_1 = 2187000 \text{ kgcm}$ dazu das Moment des Eigengewichtes $m_2 = 1623837$ „

$$M = 3810837 \text{ kgcm}$$

Von diesem Momente käme abzuziehen das konstante Moment, welches entsteht durch die permanente Belastung der Gehwege; da aber einerseits bei Auswechslungen der Belag der Gehwege fehlen kann, ausserdem der Querträger auch die seitlichen Schwankungen der Tragwände aufzunehmen hat, so wurde in die Rechnung das ganze Moment eingeführt.

Zulässige Inanspruchnahme

$$\sigma = 640 \left(1 + \frac{793337}{2 \times 3810837} \right) = 707 \text{ kg pro 1 cm}^2$$

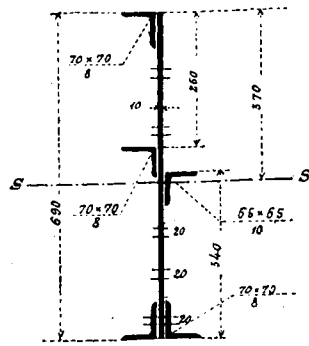
Nothwendiger Maximal-Querschnittsmodul

$$W = \frac{3810837}{707} = 5390$$

Gewählter Querschnitt mit dem Trägheitsmoment

$$J = 215367$$

somit der Querschnittsmodul $W = \frac{215367}{39} = 5522 \text{ cm}^3$.



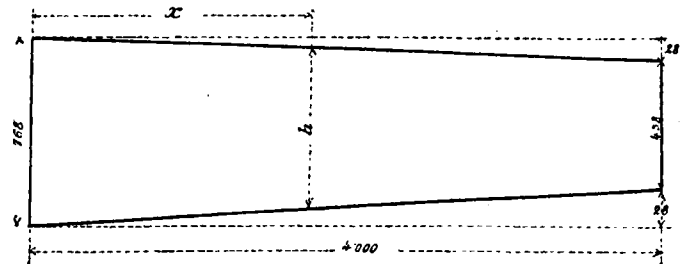
Es soll untersucht werden, auf welche Länge x von der Querträgermitte das untere Kopfblech entfallen kann.

Bei Weglassung des unteren Kopfbleches ist der Trägheitsradius

$$\rho = 31.7 \text{ und die Fläche } 172.6 \text{ cm}^2;$$

der Schwerpunktsabstand von der äussersten Faser $e = 43.8 \text{ cm}$, somit der Querschnittsmodul

$$W_1 = \frac{31.7^2 \times 172.6}{43.8} = 3967 \text{ cm}^3$$



Bezeichnet man die Gurtquerschnitte der beiden Gurten mit f , den Nettoquerschnitt des Stehbleches mit δh , endlich genähert den Trägheitsradius $\rho = m h$ und $e = n h$, so wird allgemein:

$$w = \frac{m^2 h}{n} (f + \delta h) = 0.297 h (114 + 0.76 h). \quad (I)$$

Die Höhe h ist, wie vorstehende Skizze zeigt, variabel. Für einen beliebigen Querschnitt x wird die Höhe

$$h = +76.8 - \frac{x^2}{p_1}; \quad p_1 = \frac{400^2}{33} = 4850$$

$$h = 76.8 - \frac{x^2}{4850}$$

Nimmt man an, dass die Momentenkurve eine Parabel ist, so kann man für den nothwendigen Querschnittsmodul im Querschnitte x setzen:

$$w_1 = W' - \frac{x^2}{p_1} \quad (II)$$

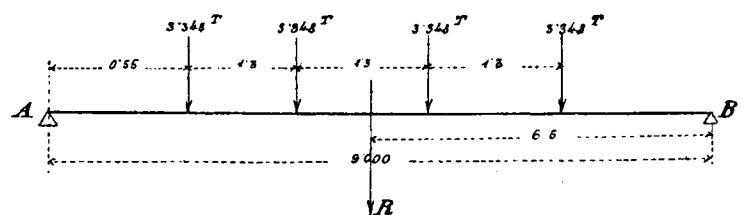
worin der Parameter $p_1 = \frac{450^2}{5.390} = 37.5$

Für $x = 3.24 \text{ m}$ wird $h = 55.5$ und $w = 2574 \text{ cm}^3$ $w_1 = 2591$.

In der Ausführung wurde, um den Seitenschwankungen der Tragwände zu begegnen, das untere Kopfblech auf die ganze Länge von $x = 4 \text{ m}$ durchgeführt.

Stärke der Auflagerrippe. Diese wurde für eine Breite von 13 cm in ähnlicher Weise wie beim Längsträger gerechnet und dafür $d = 2 \text{ cm}$ gefunden.

Maximal-Wandspannung. Die Maximal-Transversalkraft tritt in der Nähe des Orträgers auf und wird



$$V = 4 \times 3.348 \times 6.5 + \frac{14434}{2} = 16849 \text{ kg}$$

Dem Trägheitsmomente $J = 60893$ und dem stat. Momente $S = 1550$ entspricht sonach das Maximum der spezifischen Wandspannung von $s = \frac{16849 \cdot 1550}{60893} = 429 \text{ kg pro } 1 \text{ cm}^2$.

Entfernung der Niete s. Bezeichnet $\xi = \frac{J}{S} = \frac{60893}{1550} = 39.3 \text{ cm}$, so wird bei der Inanspruchnahme σ der Nieten $= \frac{3}{4} \cdot 700 = 525 \text{ kg}$ und einem Nietdurchmesser $d = 22 \text{ mm}$, ferner bei der Transversalkraft $V = 16849$, die Nietentfernung

$$e = \frac{4}{5} \cdot \sigma \cdot \frac{2 \xi}{1} \cdot \frac{d^2 \pi}{4} = 11.1 \text{ cm}$$

wofür 10 cm genommen wurden.

Im mittleren Theile des Querträgers wurde eine grössere Entfernung von 13.5 cm durchgeführt.

Mittel-Querträger. Hier wurde nachstehender stärkerer Querschnitt gewählt, da auf eine gleiche Vertheilung der Last auf beide Träger nicht zu rechnen ist, und ausserdem dieser Querträger die Seitenschwankungen der Ständer zu verhindern hat.

Bezeichnet Ω den vollen Querschnitt zweier Winkelleisen, so ist mit hinreichender Genauigkeit der Querschnittsmodul

$$W = 0.86 \times h \left(\frac{1}{7} h + 2 \right) 2 = 0.86 \times 77.6 \left(\frac{1}{7} \times 77.6 + 43.5 \right) 2 = 72858 \text{ (cm)}^3$$

Für eine Breite c der Auflager-Rippe von 6.5 cm wird die nothwendige Dicke nach Früherem $d = 1.35 \text{ cm}$.

Der Endquerträger erhielt einen ähnlichen Querschnitt.

4. Hauptträger.

Die mittleren Stützweiten betragen $l_1 = 32.6 \text{ m}$, $l_2 = 32.2 \text{ m}$; theoretische Höhe $h = 3.13 \text{ m}$.

Belastung. Permanente Last pro 1 Längenmeter:

Die gesammte schwebende Last der Eisenkonstruktion 3683 kg
Holzbelag der Gehwege $2 \times 55 \times 3.25 = 357 \text{ „}$
Stöckelpflaster $210 \times 8 = 1680 \text{ „}$

Summe der permanenten Last pro 1 Längenmeter 5720 kg
mithin pro 1 Längenmeter Tragwand

$$p = \frac{5720}{2} = 2860 \text{ kg}$$

Zufällige Last pro 1 Längenmeter Tragwand

$$k = \frac{1300 \times 400}{2} = 2600 \text{ kg}$$

Auf einen Untergurt entfällt $\frac{1}{2}$ des Gewichtes der beiden Tragwände d. i.: $p_2 = \frac{1}{2} \cdot 968 = 120 \text{ kg pro } 1 \text{ Längenmeter}$.

Auf den Obergurt entfällt:

an permanenter Last . . . $p_1 = 2740 \text{ kg}$

an zufälliger Last . . . $k = 2600 \text{ „}$

$$p_1 + k = q_1 = 5340 \text{ kg pro } 1 \text{ Längenmeter.}$$

Ferner wird:

$$\frac{p l_1^2}{8} = \frac{2.86 (32.6)^2}{8} = 379.94 \text{ tm; } \frac{p l_2^2}{8} = \frac{2.86 (32.2)^2}{8} = 370.67 \text{ tm}$$

$$\frac{k l_1^2}{8} = \frac{2.60 (32.6)^2}{8} = 345.39 \text{ tm; } \frac{k l_2^2}{8} = \frac{2.86 (32.2)^2}{8} = 336.97 \text{ tm}$$

$$p l_1 = 2.86 \times 32.6 = 93.236 \text{ t } \quad p l_2 = 2.86 \times 32.2 = 92.092 \text{ t}$$

$$k l_1 = 2.60 \times 32.6 = 84.76 \text{ t } \quad k l_2 = 2.60 \times 32.2 = 83.72 \text{ t}$$

Unter Zugrundelegung obiger Belastungen und eines konstanten Trägerquerschnittes wurden die Maximalmomente und Transversalkräfte graphisch bestimmt. Da die beiden Oeffnungen wenig von einander verschieden sind, wurde die Bestimmung der Querschnitte nur für die grössere Oeffnung durchgeführt. (Siehe die Textfiguren auf S. 29.)

a) Gurtungen. Bezeichnet man die Anstrengung für irgend ein Feld im Obergurt mit O_m , im Untergurt mit U_m und das Moment, welches sich auf einen Vertikalschnitt durch die Mitte des fraglichen Gurstückes bezieht mit M_m , die Feldweite mit e und die theoretische Trägerhöhe mit h , so hat man:

für den Obergurt

wenn der Querschnitt von der zufälligen Last bedeckt ist:

$$O_m = \left(-M_m + q \cdot \frac{e^2}{8} \right) \frac{1}{h} = \left(-M_m + \frac{5.34 \times 3.96^2}{8} \right) \frac{1}{h}$$

$$O_m = \frac{1}{h} (-M_m + 10.5) = \frac{1}{3.13} (-M_m + 10.5) = (-M_m + 10.5) 0.319;$$

und wenn die fragliche Stelle von der zufälligen Last nicht bedeckt ist:

$$O_m = -\frac{M_m}{h} + \frac{p_1 e^2}{8 h} = -\frac{M_m}{h} + \frac{2.74 \times 3.96^2}{8 h} = \frac{1}{h} (-M_m + 5.4)$$

für den Untergurt

$$U_m = M_m - \frac{p_2 e^2}{8 h} = \frac{M_m}{h} - \frac{0.12 \times 3.96^2}{8 h} = \frac{1}{h} (M_m - 0.23)$$

Die obere Gurtung.

Feld-Nr.	Maximal-Moment in tm	Minimal-Moment in tm	Zufällige Inanspruchnahme $\sigma = \frac{M'}{850 \left(1 + \frac{M''}{2M'} \right)}$	$O_m h = -\frac{M}{h} + 10.5$ resp. $-\frac{M}{h} + 5.4$	Maximal-Spannung O_m	Nothwendiger Querschnitt f	In Rücksicht auf Knickung $= 1.06 f$
O_1	1590	60	1009	-148.5	-47.4	46.9	50
O_2	348	130	1009	-337.5	-107.7	106.7	113
O_3	449	151	993	-438.5	-139.9	140.8	150
O_4	468	131	969	-457.5	-146.6	151.3	160
O_5	399	65	919	-388.5	-123.9	134.8	143
O_6	248	44	774	-237.5	-75.8	97.5	103
O_7	10	-204	829	+209.4	+65.1	78.5	—
O_8	-235	-470	1062	+475.4	+151.6	142.7	—

Für den gedrückten Gurt wurde die freie Länge $\lambda = 3.96 \times 0.8 = 3.2 \text{ m}$ gesetzt.

Für den Querschnitt I, Taf. V, ist das Trägheitsmoment $J_s = 20904$, der volle Querschnitt $\Omega = 156 \text{ cm}^2$, somit der Knickfestigkeits-Koeffizient

$$\varphi = 1 + 0.00008 \cdot \frac{156 \times 320^2}{20904} = 1.061$$

Ausgeführte Querschnitte des Obergurtes.

Taf. V, Fig. 7.

		cm ²
a) Querschnitt I	1 Kopfblech $46 \times 0.8 =$	36.8
für das Feld O_1, O_2, O_6, O_7	4 Winkeleisen $\frac{80 \times 80}{10} =$	52.0
	2 Stehbleche $\frac{300}{10} \text{ à } 22 =$	44.0
		132.8
b) Querschnitt II	Querschnitt I:	132.8
für das Feld O_8	2 Flacheisen $\frac{90}{12} \text{ à } 10.8 =$	21.6
		154.4
c) Querschnitt III	Querschnitt I:	132.8
für das Feld O_5	2 Flacheisen $\frac{90}{10} \text{ à } 9.0 =$	18.0
		150.8
d) Querschnitt IV	Querschnitt III:	150.8
für das Feld O_3 und O_4	2 Flacheisen $\frac{90}{10} \text{ à } 9 =$	18.0
		168.8

Die untere Gurtung.

Bezeichnung	Maximal-Moment in tm	Minimal-Moment in tm	Zulässige Inanspruchnahme $\sigma = \frac{M}{850 \left(1 + \frac{M'}{2M''}\right)}$	Maximal-Spannung $U_m = \frac{M}{b}$	Nothwendiger Querschnitt f	Mit Rücksicht auf Knickung $f \times 1.06$
U_1	34	12	1000	10.8	10.8	—
U_2	265	100	1009	84.5	83.7	—
U_3	410	145	1000	130.8	130.8	—
U_4	470	146	982	149.9	152.6	—
U_5	445	106	951	142.0	149.3	—
U_6	332	14	867	105.9	122.1	—
U_7	138	— 118	444	$\begin{cases} + 44.0 \\ - 37.6 \end{cases}$	$\begin{cases} + 99.1 \\ - 84.6 \end{cases}$	90
U_8	— 114	— 312	1005	— 99.5	— 90.3	96
U_9	— 348	— 660	1068	— 210.5	— 197.1	209

Taf. V, Fig. 7, Trägheitsmoment $J_x = 32900$ Voller Querschnitt $\Omega = 148$ freie Länge für das Ausknicken in der Ebene der Gitterwand
 $\lambda = 3.9$ Knickungskoeffizient $\varphi = 1 + 0.00008 \frac{148 \times 390^2}{32900} = 1.06$

Ausgeführte Querschnitte des Untergurtes.

Taf. V, Fig. 6.

		cm ²
a) Querschnitt I	4 Winkeleisen $\frac{80 \times 80}{10} \text{ à } 13 =$	52
f. d. Felder U_1, U_2, U_7, U_8	2 Stehbleche $\frac{440}{10} \text{ à } 34 =$	68
		120
b) Querschnitt II	Querschnitt I:	120
für U_3 und U_6	2 Flacheisen $\frac{90}{12} \text{ à } 10.8 =$	21.6
		141.6
c) Querschnitt III	Querschnitt II:	141.6
für U_4 und U_5	2 Flacheisen $\frac{90}{12} \text{ à } 10.8 =$	21.6
		163.2
d) Querschnitt IV:	2 Stehbleche $\frac{440}{10} \text{ à } 34 =$	68
für U_9	4 Winkeleisen $\frac{80 \times 80}{10} \text{ à } 13 =$	52
	2 Bleche $\frac{280}{10} \text{ à } 22 =$	44
	4 Flacheisen $\frac{110}{12} \text{ à } 13.2 =$	52
		216.8

b) Das Gitterwerk.

Bezeichnet \mathfrak{B}_m die Transversalkraft für einen vertikalen Schnitt durch den Fusspunkt der Strebe, so ist die Spannung S_m für die von links nach rechts ansteigende Strebe:

$$S_m = (\mathfrak{B}_m + p_2 e) \operatorname{cosec} \alpha$$

und für die von rechts nach links ansteigende Strebe

$$\mathfrak{S}_m = -(\mathfrak{B}_m - p_2 e) \operatorname{cosec} \alpha$$

wobei $p_2 e$ vernachlässigt werden kann.

Dabei ist $\operatorname{tg} \alpha = 1.5808$

und $\operatorname{cosec} \alpha = \frac{\operatorname{kg} \alpha}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}} = 1.183$

Die folgende Tab. A enthält die Entwicklung der Querschnitte der nach rechts ansteigenden Schar, wobei die freie Länge λ für das Ausknicken in der Gitterwandebene gleich 3.0 m gesetzt wurde.

Die Querschnitte der Gitterstäbe sind auf Taf. V in der Fig. 10 angegeben.

Tabelle A.

Bezeichnung	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6	S_7	S_8
Zufällige Last Minimum \mathfrak{B}_k	— 31.0	— 22.4	— 15.2	— 10.0	— 5.7	— 2.7	— 1.0	0
" " Maximum \mathfrak{B}_k	+ 5.3	+ 7.0	+ 10.4	+ 15.0	+ 21.4	+ 28.3	+ 37.0	+ 46.4
Permanente Last \mathfrak{B}_p	— 28.3	— 17.0	— 5.8	+ 5.5	+ 16.8	+ 28.0	+ 39.4	+ 50.7
Minimum V'	— 59.3	— 39.4	— 21.0	— 4.5	+ 11.1	+ 25.3	+ 38.4	+ 50.7
Maximum V''	— 23.0	— 10.0	+ 4.6	+ 20.5	+ 38.2	+ 56.3	+ 76.4	+ 97.1
Zulässige Inanspruchnahme $\sigma = 850 \left(1 + \frac{V'}{2V''}\right)$	1014	958	757	756	973	1040	1063	1072
$S_{\max} = V'' \operatorname{cosec} \alpha$	— 70.1	— 46.5	$\begin{cases} - 24.9 \\ + 6.1 \end{cases}$	$\begin{cases} - 5.3 \\ + 24.3 \end{cases}$	+ 45.1	+ 66.6	+ 90.3	114.9
Nothwendiger Querschnitt $f = \frac{S}{\sigma}$	— 69.2	— 48.5	$\begin{cases} - 32.9 \\ + 32.1 \end{cases}$	$\begin{cases} - 7.0 \\ + 32.1 \end{cases}$	+ 46.3	+ 64.0	+ 84.9	107.1
Nettoquerschnitt	93.0	73.4	54.0	40.9	54.9	70.6	92.2	116.6
Reduzirter Nettoquerschnitt $f' = \frac{1}{\varphi} f$	76.2	52.1	37.8	—	—	—	—	—
Zahl und Durchmesser der Anschlussnieten in Millimeter	24 à 24 mm	20 à 22 mm	16 à 22 mm	14 à 22 mm	20 à 22 mm	24 à 22 mm	28 à 22 mm	28 à 26 mm

Die Tab. B enthält die Entwicklung der nach links ansteigenden Stabquerschnitte; deren Profile Taf. V, Fig. 11, angibt.

c) End- und Mittelständer.

Der Maximal-Druck im Endständer wird

$$R_1 = 35.3 + 37.4 = 72.7 t$$

ferner der Max. Druck im Mittelständer

$$R_2 = 116.0 + 105.3 = 221.3 t$$

Da das Verhältniss des Winddruckes zur permanenten Belastung pro Längen-Meter und Tragwand $\frac{w}{p} = \frac{660}{2860} = 0.23$ ist, so ergeben sich die Spannungen wie folgt:

$$S_1 = 0.23 \cdot \mathfrak{B}_1 \cdot \operatorname{cosec} \alpha = 0.25 \times 23.0 = 5.75 t$$

$$S_2 = 0.23 \cdot \mathfrak{B}_2 \cdot \operatorname{cosec} \alpha = 0.25 \times 0.3 = 0.08 t$$

$$S_3 = 0.23 \cdot \mathfrak{B}_3 \cdot \operatorname{cosec} \alpha = 0.25 \times 22.5 = 5.62 t$$

$$S_4 = 0.23 \cdot \mathfrak{B}_4 \cdot \operatorname{cosec} \alpha = 0.25 \times 45.0 = 11.25 t$$

Tabelle B.

Bezeichnung	\mathfrak{E}_1	\mathfrak{E}_2	\mathfrak{E}_3	\mathfrak{E}_4	\mathfrak{E}_5	\mathfrak{E}_6	\mathfrak{E}_7	\mathfrak{E}_8
Nothwendiger Querschnitt	+ 69.2	+ 48.5	+ 32.9	$\begin{cases} + 7.0 \\ - 32.1 \end{cases}$	- 46.3	- 64.0	- 81.9	- 107.5
Nettoquerschnitt	76.8	34.9	40.9	34.0	73.4	87.3	116.0	133.6
Reduzirter Nettoquerschnitt	—	—	—	37.8	52.1	71.5	97.4	112.2
Anschlussnieten in Millimeter	28 à 24 mm	20 à 22 mm	14 à 22 mm	16 à 22 mm	20 à 22 mm	24 à 24 mm	28 à 24 mm	28 à 26 mm

Unter Rücksichtnahme auf die Anbringung der Dekoration der Ständer wurden die auf Taf. V, Fig. 8 und 9 angegebenen Querschnitte ausgeführt.

d) Die Vertikalen.

Diese haben die unteren Knotenlasten aufzunehmen und ausserdem die vertikale Lage der Tragwände zu sichern.

Zufällige Last. Belastung des Querträgers (wie früher) 9632 kg
der Gehwege $467 \times 2.5 \times 3.96$ 4623 „
Diverses 745 „
rund 15000 kg

Permanente Last.

Auflagerdruck des Querträgers 7217 kg
Eigengewicht der Gehwegkonstruktion 1783 „
rund 9000 kg

Zulässige Inanspruchnahme.

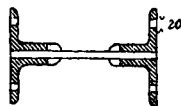
$$\sigma = 850 \left(1 + \frac{9000}{2 \times 24000} \right) = 1008$$

$$\text{Nothwendiger Querschnitt } f = \frac{24000}{1008} = 24 \text{ cm}^2.$$

Der dargestellte Querschnitt besteht

aus vier Winkeln von $\frac{65 \times 65}{8}$ und ergibt nach

Abzug von $\frac{1}{3}$ des Steges 26.6 cm^2 Netto-Inhalt.



e) Die Windstreben.

Unter der Voraussetzung, dass sich Wagen auf der Brücke befinden, wurde der Winddruck pro 1 m^2 mit 150 kg angenommen.

Die vom Winde getroffene Fläche für beide Tragwände beträgt 2.1 m^2 pro Längen-Meter. Nimmt man die Fläche, welche dem Winde von den Wagen dargeboten wird, nach Abzug jener Fläche, die der Träger verdeckt, mit 2.3 m^2 pro Längen-Meter an, so beträgt der gesammte Winddruck pro Längen-Meter:

$$w = 4.4 \times 150 = 660 \text{ kg}$$

Der Belag durch Buckelplatten bildet theilweise einen Ersatz für die Windverspannung und wurde dieser Umstand dadurch berücksichtigt, dass man mit der zulässigen Inanspruchnahme der Windkreuze bis auf 1200 kg pro 1 cm^2 ging.

Querschnitte der Windstreben.

Bezeichnung	Nothwendiger Querschnitt $\frac{S_m}{1200}$ in cm^2	Ausgeführter Querschnitt $\frac{\text{Breite}}{\text{Dicke}}$	Netto-Inhalt	Zahl und Durchmesser der Anschlussnieten
S_1	4.8	$\frac{80}{10}$	1 Niet. von 22 mm ab 5.8	2 à 22 mm
S_2	0	$\frac{60}{10}$	3.8	2 à 22 „
S_3	4.7	$\frac{80}{10}$	5.8	2 à 22 „
S_4	9.7	$\frac{100}{12}$	9.4	4 à 22 „

f) Berechnung der Lager.

a) Bewegliches Lager. Der Auflagerdruck beträgt $72.2 t$. Die Fläche der unteren Lagerplatte hat $90 \times 80 = 7200 \text{ cm}^2$, somit erleidet der Auflagsquader $\frac{72200}{7200} = 10 \text{ kg}$ pro 1 cm^2 . Für eine Stützweite l von 32.488 m wird die Dicke derselben $\delta^{\text{mm}} = 40 + 0.9 l = 69$ wofür 70 mm genommen wurde.

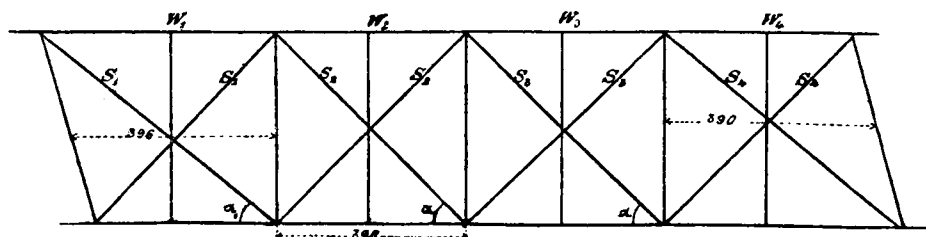
Der Durchmesser der Walzen berechnet sich mit $d^{\text{mm}} = 110 + 1.0 l = 142.488$, ausgeführt mit 150 mm .

Breite der Lagerplatte $b = 80 \text{ cm}$; führen wir für die Länge der Walzen etwa $\frac{2}{3} b$ ein, und ist n die Anzahl der Walzen, d der Durchmesser derselben, $\sigma = 0.024$ das Tragvermögen pro Flächeneinheit der horizontalen Projektion, so wird, wenn A den Auflagerdruck in Tonnen bezeichnet:

$$A = \frac{2}{3} b \cdot n \cdot \sigma \cdot d = \frac{2}{3} \cdot 80 \cdot n \cdot 0.024 \cdot 15$$

$$n = \frac{72.2}{80 \cdot 0.024 \cdot 15} = 3.78$$

also vier Walzen.



Die Walzenrahmen aus Flacheisen 50×20 wurden mit zwei 25 mm starken Schrauben verbunden.

β) Fixes Lager. Die Auflager-Reaktion am Mittelpfeiler beträgt 221·3 t.

Die Fläche der unteren Auflagerplatte ist $120 \times 80 = 9600 \text{ cm}^2$, somit der Druck auf den Granitquader $\frac{221300}{9600} = 23 \text{ kg pro } 1 \text{ cm}^2$.

Auf den Untertheil (Stahl) wirkt ein Moment $M = \frac{221300 \times 120}{8} = 3319500 \text{ kgcm}$. Der Querschnittsmodul

$W = \frac{1}{6} \cdot 60 \cdot 17^2 = 3154$, demgemäss die Anstrengung pro $1 \text{ cm}^2 = \frac{3319500}{3154} = 1052 \text{ kg}$.

Auf den Obertheil (auch Stahl) wirkt ein Moment $M' = \frac{221300 \times 83}{8} = 2295987 \text{ kgcm}$. Hier wird $W = \frac{1}{6} \times 60 \cdot 15^2 = 2250$, also die auftretende Inanspruchnahme $= \frac{2295987}{2250} = 1020 \text{ kg}$.

Belastungsprobe.

Nach dem mit der Oesterr.-Alpinen Montangesellschaft abgeschlossenen Vertrage, beziehungsweise dem §. 5 des Bedingungsheftes, war die neue Brücke nach ihrer Vollendung einer Probe mit einem darüberfahrenden Lastwagen von 20 t Gewicht zu unterziehen und unmittelbar nachher einer weiteren Erprobung mit $400 \times 13 = 5200 \text{ kg}$ pro Längen-Meter derart vorzunehmen, dass auf die beiden Fusswege $5 \times 467 = 2335 \text{ kg}$ und auf die Fahrbahn 2865 kg pro Längen-Meter aufgebracht werden sollten.

Der erste Theil der Probe wurde am 27. November 1883 mittelst eines vierrädrigen Wagens von 2200 kg Eigengewicht und einer Ladung von 90 Stück Eisenbahnschienen mit einem Gewicht von 18141 kg vorgenommen, so dass die Gesamtbelastung 20341 kg betrug.

Die hiebei ermittelten Senkungen sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Schieber	Fluss-	totale Ein-senkung in Millimeter	bleibende Einsenkung in Millimet.	elastische Durch-biegung	Anmerkung
Linkes Brückenende	abwärts	1	0	1	Fischplatz
	aufwärts	1	0	1	
Mitte Oeffnung	abwärts	5·25	0·5	4·75	
	aufwärts	5·50	1·0	4·50	
Mittelpfeiler	abwärts	0·5	0	0·5	
	aufwärts	1·0	0	1·0	
Mitte Oeffnung	abwärts	4·5	0	4·50	
	aufwärts	4·75	0	4·75	
Rechtes Brückenende	abwärts	1·0	0	1·0	Tegetthoffgasse
	aufwärts	1·5	0·5	1·0	

Am 28. November 1883 Früh 6 Uhr wurde mit dem Aufbringen der gleichförmig vertheilten Belastung von 5200 kg pro Längen-Meter Brücke, in Form von Schotter, Eisenbahnschienen und Granitsteinen, deren Gewicht durch Abwage genau ermittelt wurde, begonnen. Nach Beendigung

dieser Arbeit wurden die Einsenkungen an den Schiebern abgelesen, hierauf die Last über Nacht bis 6 Uhr Morgens den 29. November auf der Brücke belassen, dann abgeräumt und am 30. um 11 Uhr Vormittags die bleibenden Einsenkungen erhoben.

Die bei dieser Gesamtbelastung von 3395·6 q ermittelten Resultate sind in der folgenden Tabelle enthalten:

Schieber	Fluss-	Totale Ein-senkung in Millimeter	Bleibende Einsenkung in Millimet.	Elastische Durch-biegung in Millimeter	Anmerkung
Linkes Brücken-Ende	abwärts	2	0·75	1·25	*) Die Schieber in dieser Oeffnung, welche auf den Einsenkungen der 14 m breiten Flossdurchfahrts-Oeffnung aufstanden, sind in ihrer Ablesung, wegen der Durchbiegung des Holzes, nicht ganz zuverlässig. Auch war diese Oeffnung am längsten belastet.
	aufwärts	3	1·50	1·50	
Mitte Oeffnung	abwärts	14	4·5	9·50	
	aufwärts	18	7	11·0	
Mittelpfeiler	abwärts	4·75	3·0	1·75	
	aufwärts	4·0	1·75	2·25	
Mitte Oeffnung	abwärts	12·5	4·25	8·25	
	aufwärts	11·75	4·0	7·75	
Rechtes Brücken-Ende	abwärts	3·25	1·5	1·75	
	aufwärts	2·0	0·5	1·50	

Aus diesen Tabellen ist zu ersehen, dass das Verhalten der Eisenkonstruktion, während beider Proben ein vollkommen befriedigendes war, auch wurde in keiner Oeffnung die vertragsmässig zulässige bleibende Einsenkung von $\frac{1}{4000}$ der freien Stützweite erreicht.

Da nach §. 6 der speziellen Bedingungen mit Rücksicht auf die stattgehabte Probe kein Anstand erhoben wurde, so konnte die Brücke von der Stadtgemeinde Graz in's Eigenthum übernommen, und am 1. Dezember 1883 dem öffentlichen Verkehr übergeben werden.

Gewicht der Eisenkonstruktion. (exklusive Lager.)

Laut Baujournal beträgt dasselbe für die gesammte Stützweite $l = 64·8 \text{ m}$ rund 240000 kg d. i. pro laufenden Meter 3700 kg.

K. Kosten der Brücke.

1. Für den Mittelpfeiler	fl. 26715·62
2. „ die beiden Landpfeiler	„ 13529·49
3. „ die Tragkonstruktion	„ 75538·58
4. „ das aus Eisen getriebene Abschlussgitter	„ 1502·93
5. „ das imprägnirte Stöckelpflaster	„ 5216·—
Summa fl.	122502·62

Schlusswort.

Zum Schlusse erfülle ich die angenehme Pflicht, sowohl der Direktion der Oesterr.-Alpinen Montangesellschaft, als auch der städtischen Baubehörde, welche mir in anerkennungswerther Weise die Anfertigung der vorliegenden Arbeit ermöglichten, an dieser Stelle meinen verbindlichen Dank auszudrücken.

Zugskosten und Leistungen verschiedener Schiffstypen auf einem und demselben Kanale.

I. Bericht des Vereinsdelegirten Herrn Ingenieur J. Deutsch über die Verhandlungen des II. Binnenschiffahrts-Kongresses in Wien, 15. Juni 1886.
Vorgetragen im österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereine am 19. Februar 1887.

(Mit Zeichnungen auf Taf. VIII—IX.)

Das Feld, über welches die Verhandlungen dieses Kongresses sich erstreckten, war ein so ausgedehntes und die Fragen, welche dort erörtert wurden, sind von solch' einschneidender Bedeutung, dass es mir nicht möglich schien, in dem Rahmen eines einzigen Vortrages der Sache eine volle Würdigung zu Theil werden zu lassen. Ich beschränke mich daher vorläufig auf die rein technischen Momente, welche in den Beschlüssen des Kongresses zu Tage treten, und knüpfe dabei an die Debatten an, welche über „die Wasserstrassenfrage“ im Jahre 1885 in unserem Vereine stattgefunden haben.

Diese Debatte hat eigentlich erst im darauffolgenden Jahre ihre Signatur erhalten.

Es wäre zwar zuviel behauptet, wollte man sagen, dass in Folge unserer Diskussion erst die westlichen Staaten Europas sich zu Opfern für die Herstellung von Kanälen entschlossen haben, aber die Thatsache: dass im Jahre 1886 nicht weniger als 600 Millionen Gulden für solche Zwecke theils verausgabt waren und theils neuerdings votirt worden sind, beweist am besten, dass diejenigen, welche in dieser Debatte den Kanälen das Wort redeten, die öffentliche Meinung besser interpretirten als ihre Gegner, und wenn Sie erwägen, dass Nationen sich dieses Opfer auferlegten, welche in Handel und Industrie keiner anderen nachstehen, und diese gerade es sind, welche uns zur lebhaftesten Konkurrenz herausfordern, so werden Sie, auch ohne meine Fürsprache, zu der Anschauung gelangen, dass Kanäle bei uns nicht fehlen dürfen.

Ich will deshalb nicht weiter auf diese Debatte zurückgreifen, als daran zu erinnern, dass ich schon damals*) auf den Umstand hingewiesen habe, dass mit Ausnahme des Widerstandes, den das Wasser einem fahrenden Schiffe entgegengesetzt, alle anderen Naturerscheinungen, welche beim Transporte auftreten, zu Gunsten des Wassertransportes ausfallen. Ich habe aber gleichzeitig hinzugefügt, dass bei dem Umstande, als dieser Widerstand eine Funktion einerseits der Fahrgeschwindigkeit ist, und andererseits im umgekehrten Verhältnisse steht zu dem Verhältnisse des Kanal- und Schiffsquerschnittes, uns hiedurch das Mittel geboten ist, diesen Widerstand auf einem Kanale dadurch auf jenes natürliche Maass zurückzuführen, welches er in unbegrenztem Wasser besitzt, indem man in dem begrenzten Wasser des Kanales die Fahrgeschwindigkeit verhältnissmässig herabmindert und auch das Querschnittsverhältniss zwischen Kanal und Schiff so gross als thunlich wählt.

Bei solchen Kanälen nun, welche in sich selbst abgeschlossen sind und die in keinerlei Beziehung zu anderen Wasserstrassen stehen, begegnet man diesbezüglich keinerlei Schwierigkeiten. Solche „Nebenkanäle“ dienen gewöhnlich nur speziellen Zwecken, und können diesen entsprechend sowohl die Fahrgeschwindigkeit der Kähne als auch die

Dimensionen des Kanales und der Betriebsmittel angeordnet werden. Anders jedoch verhält es sich bei solchen Kanälen, die als Verbindungsglieder in ein bereits bestehendes Wasserstrassennetz sich systematisch einfügen sollen. Bei diesen Scheitelkanälen, welche von dem Kongresse als „Hauptkanäle“ bezeichnet wurden, mehrten sich die Schwierigkeiten dieses Vorhabens mit den Bedingungen für den rationellen Betrieb auf den angrenzenden Flüssen, und die Grenzen, zwischen welchen uns die Wahl der Dimensionen frei steht, schrumpfen oft derart zusammen, dass von einer Wahl, geschweige denn von einer freien Wahl, kaum mehr die Rede sein kann.

Denken wir uns z. B., um bei einem heimischen Desiderium stehen zu bleiben, es wäre ein solcher Hauptkanal zwischen der Donau und der Elbe einzuschalten, so müsste bei dessen Projektirung schon auf den Umstand Rücksicht genommen werden, dass der Frachtenverkehr auf der Donau gegen ihre Strömung sich bewegt, dass aber auf der Elbe, wo das Gegentheil eintritt, die Geschwindigkeit nicht gross genug ist, um dem Kraftaufwande und dem Zeitverluste das Gleichgewicht halten zu können, welchen das Schiff auf der Donaufahrt erleidet; es müsste daher auf dem Donau-Elbe-Kanale, wenn er seiner Bestimmung gemäss funktionieren soll, eine entsprechende Fahrgeschwindigkeit auftreten können, dass die resultirende aller drei Geschwindigkeiten eine solche wird, dass die durchschnittlichen Zugskosten, trotz der Mehrkosten auf dem Kanale, nicht höher zu stehen kommen, als es gegenwärtig auf den genannten Flüssen der Fall ist. Die Grösse der Fahrgeschwindigkeit auf diesem Kanale ist daher an diese Bedingung geknüpft und die Wahl wird erst dann eine freie, wenn auf dem Kanale schneller gefahren werden könnte, als für die Höhe der durchschnittlichen Zugskosten nothwendig ist, was aber aus ökonomischen Rücksichten nur in sehr engen Grenzen möglich sein dürfte.

Das Gleiche gilt für die Wahl des Querschnittsverhältnisses. Hierbei ist man von dem Schiffsmateriale abhängig, welches gegenwärtig im Waarentransporte auf den genannten Flüssen in Verwendung steht. Alle Kanaldimensionen und besonders die Schleusen müssen den Dimensionen dieser bereits verkehrenden Schiffe angepasst werden, und deshalb sind es wieder betriebsökonomische Rücksichten, welche eine Umladung in kleinere Kanalfahrzeuge perhorresziren, die auf die Bestimmung des Querschnittsverhältnisses den maassgebendsten Einfluss ausüben, daher auch hier die Grenzen einer freien Wahl nur sehr enge gesteckt sind.

Erwägt man schliesslich, dass ein Schifffahrtskanal nur dann den Verkehrszwecken entsprechen wird, wenn geringwerthige Massengüter auf demselben zu minimalen Frachtsätzen transportirt werden können, so wird es einleuchten, dass bei dem Bau solcher Kanäle, mehr wie bei Eisenbahnen, die alleräusserste Sparsamkeit verwalten muss, wenn dem Unternehmen der Erfolg gesichert bleiben soll. Und da dieses Ziel nur dann erreicht werden kann,

*) Siehe Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines 1885, Seite 190.

wenn es dem Ingenieur möglich gemacht wird nach seiner eigenen freien Wahl die topographischen Verhältnisse auszunützen und seine Anordnungen derart zu treffen, dass hierdurch den Anforderungen des Verkehrs volle Rechnung getragen und gleichzeitig dem Unternehmen ein Erträgniss gesichert wird, so wird man die Aufstellung von generellen Normalien ohne Rücksicht auf die örtlichen Schwierigkeiten als eine schädigende Intervention ansehen müssen, und würde ich mich gegen die Einführung von solchen in die Praxis unbedingt ausgesprochen haben, wenn es nicht in der Absicht des Kongresses gelegen gewesen wäre, bestehende Uebelstände damit beseitigen zu wollen.

Man hat es nämlich schon lange als einen Uebelstand empfunden, dass manche der bestehenden Kanäle, welche erst nach und nach zu einem systemlosen Netze verbunden wurden, derart verschieden dimensionirt sind, dass ein und derselbe Kahn nur in seltenen Fällen verschiedene Kanäle befahren konnte. Hiedurch ging gerade der Vorzug eines Wasserstrassen-Netzes verloren, und der Verkehr auf den Kanälen wäre dem gänzlichen Niedergange anheimgefallen, wenn nicht die französische Regierung, in ihrer Fürsorge für die Binnenschifffahrt, die Initiative zu einer Reform der erwähnten Uebelstände ergriffen und mit dem Aufwande von 800 bis 900 Mill. Francs gleichartige Dimensionen, wenigstens in Bezug auf die Kammerschleusen und Wassertiefe, hergestellt hätte.

Die hierbei in Ausführung gebrachten Dimensionen stehen zwar weit hinter den betriebsökonomischen Anforderungen zurück, welche man gegenwärtig an den Wassertransport zu stellen gezwungen ist, und auch die französischen Ingenieure würden bei ihren Anträgen beträchtlich darüber hinausgegangen sein, wenn die hiefür nothwendigen Summen durch den damaligen Kanalverkehr zu rechtfertigen gewesen wären. Man hat sich deshalb bei Adoptirung dieser Dimensionen einen Zwang auferlegt und es der Zukunft überlassen, grössere Ansprüche für den Fall zu stellen, wenn der zukünftige grössere Verkehr es erheischen sollte.

Die übrigen Länder des Kontinentes befinden sich indess nicht wie Frankreich in der Zwangslage, ein schiffbares Wasserstrassen-Netz in einer Ausdehnung von mehr als 8000 km *) auf einmal vergrössern zu müssen, sondern die hier noch zu erbauenden Kanäle könnten von vorneherein zweckmässig in solchen Dimensionen angelegt werden, wie sie der Natur und dem Wesen des Wassertransportes am besten entsprechen; es war daher ein berechtigtes Verlangen, dass von Seite des Kongresses diese Frage behandelt und in einer konkreten Form zur Lösung gebracht werde.

Wenn man aber hierbei, meinem Ermessen nach, zu weit gegangen ist und durch sonst unwesentliche Bestimmungen eine Lockerung des Zusammenhanges mit den anderen Kongressbeschlüssen herbeigeführt hat, so muss dies dem Umstande zugeschrieben werden, dass in der Organisation des Kongresses selbst, ein Centralorgan fehlte, dessen Aufgabe es hätte sein müssen, die Anträge der verschiedenen Sektionen in besserem Einklang miteinander zu bringen

und einen Zusammenhang der Beschlüsse herzustellen, den sie nothwendigerweise haben müssen, wenn sie vom praktischen Erfolge begleitet sein sollen. In Folge dieses bedauerlichen Umstandes stehen wir heute vor Kongressbeschlüssen, die auf Grund von Anträgen der unabhängig voneinander berathenden Sektionen angenommen wurden, und befinden uns gegenüber von Kanaldimensionen, die, obgleich sie als Normen für zukünftige Kanäle empfohlen werden, einen inneren Zusammenhang nicht besitzen und in der Praxis nicht gleichzeitig durchgeführt werden können, ohne gegen das Prinzip der Oekonomie zu verstossen.

Ich habe mich deshalb schon auf dem Kongresse gegen alle jene Dimensionen ausgesprochen, welche nur nach den lokalen Verhältnissen bemessen werden können, während ich denjenigen beipflichtete, durch welche die Absicht des Kongresses: ein homogenes Kanalnetz zu schaffen, auf welchem ein Durchgangsverkehr nach allen Richtungen hin möglich sei, mir erreichbar schien. Diese Dimensionsbestimmungen beschränken sich auf eine gleichmässige Wassertiefe und der Anlage von gleich grossen Schleusen, welche bekanntermaassen für Kanäle überhaupt dasselbe bedeuten, was die Normalspur bei den Eisenbahnen bedeutet.

Wenn ich nun in meinem heutigen Berichte mir erlaube eingehender und ausschliesslich auf diesen Gegenstand zurückzukommen, so geschieht dies weniger deshalb, um mein Votum ausführlicher zu motiviren, als es auf dem Kongresse ohnedies schon geschehen ist, sondern vielmehr darum, weil ohne zweckentsprechende Dimensionirung der baulichen Anlagen eines Kanales dessen ökonomische Vortheile vor anderen Verkehrswegen nicht gefördert werden, und weil ich als der Delegirte unseres Vereines mein Votum vor Ihnen zu motiviren habe, um die Wahl zu rechtfertigen, mit welcher Sie mich beehrt haben.

Bevor ich jedoch auf den in Betracht zu ziehenden Gegenstand selbst eingehe, will ich vorerst Ihre Aufmerksamkeit auf die Thatsache lenken, dass schon im Jahre 1878 der amerikanische Ingenieur E. Sweet Widerstandsmessungen auf dem Erie-Kanal zu dem Zwecke durchführte *), um aus den daraus sich ergebenden Resultaten den ökonomischen Vortheil eines vergrösserten Kanalquerschnittes beurtheilen zu können. Der Erie-Kanal besitzt nämlich eine Minimalwassertiefe von 2.135 m (7' englisch), während die auf demselben verkehrenden Kähne bei einer Tauchung von 1.83 m (6' englisch) eine Tragfähigkeit von circa 217 t (240 englische Schiffstonnen) besitzen, aber derart gebaut sind, dass sie ohne jede weitere Veränderung 0.3 m (1' englisch) mehr tauchen, und in Folge dessen eine um 45.3 t (50 englische Schiffstonnen) grössere Tragfähigkeit erhalten könnten, wenn die gegenwärtige Wassertiefe gleichfalls um 0.3 m vergrössert werden würde.

Die Kosten dieser Vergrösserung wurden mit rund 1,150.000 Doll. veranschlagt und es blieb zu entscheiden, ob durch die aus der Vertiefung des Wassers entstehenden Vortheile die hiefür nothwendige Kapitalsauslage gerechtfertigt erscheint oder nicht.

*) 5252 km Kanäle und 3323 km kanalisirte Flüsse. Siehe Lucas: Les voies de Communication de la France 1873.

*) S.: Transactions of the American Society of Civil Engineers 1880, Vol. IX, Seite 99.

Die Entscheidung konnte selbstverständlich nur dann zu Gunsten der Vertiefung ausfallen, wenn in dem vergrösserten Kanalquerschnitte entweder die Zugwiderstände derart herabgemindert werden würden, dass in Folge dessen auch die Zugkräfte beträchtlich vermindert; oder wenn bei Verwendung der gleichen Zugkräfte wie auf dem gegenwärtigen Kanale die Schiffsleistung eine grössere wird. Zu diesem Behufe wurden die Widerstands-Messungen bei verschiedenen Schiffstauchungen angestellt und es ergab sich daraus, dass bei dem Aufwande der gleichen Zugkraft wie gegenwärtig, im vergrössertem Querschnitte gleichwohl ein Zeitverlust von vier Stunden in der Passage des ganzen Kanales (ca. 440 km) entsteht, andererseits aber die Leistung desselben um jährlich 650.000 t erhöht werden würde. Hieraus entstünde für den Staat, welcher als Eigenthümer des Kanales damals noch einen Kanalzoll eingehoben hat, eine Mehreinnahme von 200.000 Doll. und den Frächtern wäre ein jährlicher Mehrverdienst von 700.000 Doll. zugefallen. Ein Zeitgewinn im Transporte konnte, da die Zugkraft trotz der grösseren Belastung der Kähne dieselbe geblieben ist, nicht eintreten und sollte nur dadurch erzielt werden, dass durch höhere Anspannung des Wassers im Reservoir eine Strömung in der Richtung des grössten Verkehrs erzeugt wird, wodurch eine Ersparung von 12 Stunden im Transit eingetreten wäre.

Wenngleich nun die Anzahl der Messungen (14 Messungen, welche einen Zeitraum von ca. 15 Stunden beanspruchten, während welchen 48.5 km zurückgelegt wurden) zu gering ist, um darauf ein allgemein giltiges Gesetz für den Widerstand des Wassers auf begrenztem Wasserspiegel basiren zu können, so bieten sie dennoch einen werthvollen Beitrag zu den gleichen Bemühungen der Ingenieure im letzten Jahrhunderte, und verdienen schon deshalb unsere volle Berücksichtigung, weil sie mit Kähnen voller Grösse, wie sie alltäglich auf dem Erie-Kanal verkehren, durchgeführt wurden und deshalb, wie auch auf dem Kongresse hervorgehoben wurde, eine bessere Einsicht in die Natur und Beschaffenheit dieses Widerstandes gewähren, als es bis dahin der Fall gewesen ist, wo der Widerstands-Koeffizient bloss aus Versuchen mit kleinen Schiffsmodellen abgeleitet wurde.

Aus diesen Messungen ergab sich für den bezeichneten Kahn der allgemeine Werth für den Widerstand des Wassers,

$$P = \frac{5.41 v^2 S}{n - 0.597} \text{ *)}.$$

*) Worin der Widerstand P in Kilogramm, v die Fahrgeschwindigkeit des Kahnes in Meter pro Sekunde, S dessen benetzter Umfang in Quadrat-Meter bedeutet; und wenn mit Q der Querschnitt des Kanales und mit q der des Kahnes bezeichnet wird, so ist das Querschnittsverhältniss

$$n = \frac{Q}{q}$$

Die numerischen Werthe in der Gleichung sind Koeffizienten, die sich durch Anwendung der Theorie der kleinsten Quadrate auf die Messungsergebnisse ergaben.

Die Rechnungsergebnisse aus dieser Gleichung verglichen mit jenen der Messungen ergeben eine Differenz, bald plus, bald minus, und variirten zwischen 2 und 6%.

Aus dem Bau dieser Gleichung ist ersichtlich, dass der Widerstand gegen diese Schiffgattung einerseits mit dem Quadrate der Geschwindigkeit, und andererseits umgekehrt mit dem Werthe des Querschnittsverhältnisses n , wächst. Die graphische Darstellung der Widerstandskurven aus verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten und verschiedenen Werthen von n (Taf. VIII, Fig. 1), die wir den Kongressberichten entnommen haben, zeigt die Variationen dieses Widerstandes im Verhältniss zu diesen Werthen und weil daraus hervorgeht, dass der Widerstand bei gleichen Geschwindigkeiten unverhältnissmässig stärker anwächst, wenn n kleiner als 4.0 ist und in Folge dessen auch die aufzuwendenden Zugkräfte grösser werden müssten, wurde beantragt und vom Kongress auch beschlossen, dass auf den zu erbauenden Hauptkanälen das Querschnittsverhältniss n nicht kleiner als 4.0 gewählt werden solle.

Diese Bestimmung, so wenig sich auch gegen ihre theoretische Motivirung anführen lässt, so lange es sich bloss um die Kosten für die Zugkraft handelt, präjudizirt nichtsdestoweniger die Prosperität eines Kanal-Unternehmens, weil hierdurch, wollte man, wie ich es zu thun gewillt bin, das Votum des Kongresses als maassgebend auffassen, alle jene Schiffe, welche in Folge ihres Baues oder ihrer jeweiligen Tauchung wegen, dieses Verhältniss nicht einzuhalten vermögen, obgleich sie sonst den „Hauptkanal“ zu passiren im Stande wären, von diesen zurückgewiesen werden müssten; wodurch selbstverständlich der Verkehr auf dem Kanale insolange unfruchtbar bliebe, bis alle auf den angrenzenden Wasserstrassen bereits verkehrenden Boote dieser Bestimmung gemäss umgebaut worden wären, was wohl nicht in der Absicht des Kongresses gelegen sein konnte. Sie steht aber auch im Widerspruche mit den anderen, vom Kongresse selbst, angeordneten Dimensionen der Normalschleuse, die gerade mit Rücksicht auf die Hebung des Kanalverkehrs gross genug normirt wurde, damit grössere Flussfahrzeuge, gleichviel welches ihre Querschnittsverhältnisse sein mögen, den Kanal passiren können.

Nach dem Kongressbeschlusse soll nämlich der Kanal-Querschnitt, bei einer Sohlenbreite von 16.0 m und einer Wassertiefe von 2.0 m, 40.0 m² betragen, demnach müsste, wenn das Querschnittsverhältniss $\frac{Q}{q} = n = 4.0$ sein soll, der Querschnitt des Kahnes q bei der vollen Tauchung von 1.75 m 10.0 m² betragen, woraus sich dessen Breite, wie im Anhange 3, Tab. I*) gezeigt wird, mit 5.74 m berechnet. Dem gegenüber stehen die Dimensionen der Normalschleuse mit einer nutzbaren Länge von 57.5 m und einer lichten Breite von 7.0 m, wodurch auch Kähnen von 6.75 m Breite der Durchgang durch die Schleuse ermöglicht ist, obgleich ihr Querschnittsverhältniss bei der vorgeschriebenen Tauchung von 1.75 m nicht $n = 4.0$, sondern bloss mit $n = 3.4$ bezeichnet werden muss.

Es ist daher entweder die Schleuse um 1 m zu breit oder das Querschnittsverhältniss $n = 4.0$ zu gross normirt worden.

*) Um die Uebersichtlichkeit der Darstellung nicht durch die Entwicklung von algebraischen Gleichungen zu stören, sind diese im Anhange durchgeführt, wo sie nachgesehen werden mögen.

Werden diese Dimensionen gegeneinander abgewogen, so erleidet man bei dem Kahne $n = 4.0$, also bei dem kleineren Kahne, bei jeder Schleusung einen Wasserverlust von $115 m^3 (= 14\%)$ und gleichzeitig wird, da die Leistungsfähigkeit eines Kanales eine Funktion ist von dem Zeitaufwande, der zur Durchschleusung nothwendig wird, auch eine Herabminderung dieser Leistungsfähigkeit um ca. 15% gegenüber dem grösseren Kahne $n_1 = 3.4$ eintreten. Andererseits wird man bei den letzteren Kähnen, welche den Schleusendimensionen entsprechend gebaut sind einen grösseren Zugswiderstand erfahren und folglich grössere Zugskosten zu tragen haben, als man sich bei der Aufstellung der Normalien vor Augen gehalten hat. Man steht sonach vor einer Alternative und wird darüber zu entscheiden haben, welche von den bezeichneten Dimensionen die zweckentsprechendste ist.

Die Betriebs-Ergebnisse beider Kähne sollen für diese Beurtheilung den Maassstab abgeben.

Will man zum Behufe der Ermittlung dieser Betriebsergebnisse auf Grundlage der Widerstandsmessungen von Sweet vorgehen und seiner Formel jenen Werth beilegen, wie es auf dem Kongresse geschehen ist, so erachten wir es für nothwendig, dass die hier in Vergleich stehenden Kähne vor Allem gleichartig mit demjenigen dimensionirt werden, mit welchen Sweet seine Messungen vorgenommen hat. Durch dieses Vorgehen beseitigen wir von vorneherein etwaige Zweifel gegen die allgemeine Anwendbarkeit der von ihm aufgestellten Formel und erhalten immerhin ähnliche, wenn auch keine kongruente Schiffsformen mit jenen, auf welche die Widerstandsformel am besten passt. *)

Denken wir uns nun zum Zwecke der Ermittlung der relativen Zugskosten dieser beiden Kähne, einen seiner Länge nach unbegrenzten Kanal von dem vorgeschriebenen Querschnitt $Q = 40.0 m^2$, auf welchem sich die vollbeladenen Kähne während einer ganzjährigen Navigationsdauer kontinuierlich fortbewegen, so ergeben sich aus der Entwicklung, wie sie im Anhang 9 detaillirt durchgeführt ist, die Zugskosten pro Tonnen-Kilometer

$$I \dots x = \frac{A}{c_2(1-c_3 d) d v} + \frac{K(2t+b)v^2}{c_4(1-c_3 d) q(n-c_1)}$$

worin der erste Summand die jährlichen Auslagen für den Kahn und der zweite jene Auslagen enthält, welche jährlich für die Zugkräfte ausgegeben werden müssen (Anhang 7 und 8). Da im zweiten Theile dieser Gleichung alle Grössen mit Ausnahme der Fahrgeschwindigkeit bekannt sind, so reduziert sich dieselbe auf die ganz allgemeine Form

$$x = \frac{\alpha}{v} + \beta v^2$$

woraus ersichtlich ist, dass der Summand der Kahnauslagen $\left(\frac{\alpha}{v}\right)$ seinen Einfluss auf die Zugskosten nach dem Gesetze einer Hyperbel ausübt (Anhang 10), welcher zwar mit der Grösse der Fahrgeschwindigkeit immer mehr und mehr abnimmt,

aber im mathematischen Sinne nie Null werden kann. Die Abnahme seines Einflusses auf die Gesamt-Zugskosten, bei vermehrter Geschwindigkeit, ist in dem Umstande begründet, dass die Schiffsauslagen, welche im Grossen und Ganzen von der Grösse des Verkehrs unabhängig sind, beim Anwachsen der Fahrgeschwindigkeit auf eine grössere Anzahl von geleisteten Tonnen-Kilometer aufgetheilt erscheint, daher im absoluten Werthe kleiner werden müssen. Das Gegentheil tritt jedoch ein, wenn der Transport gänzlich aufhört, dann wird $v = 0$ und $\frac{\alpha}{v} = \infty$ d. h. das Kanalunternehmen muss mit dem ganzen Betrage dieser jährlichen Kahnauslagen belastet werden. Es erscheint daher die Form dieses Ausdruckes in den praktischen Vorkommnissen vollständig begründet.

Anders verhält es sich mit dem zweiten Summand (βv^2) . Dieser präsentirt sich als die Gleichung einer Parabel (Anhang 10), deren Scheitel im Nullpunkte des Ordinaten-Systemes liegt und im Quadrate der Fahrgeschwindigkeit immer höher ansteigt, was wieder dadurch motivirt erscheint, dass die Zugkräfte und somit deren Kosten von der Grösse des Widerstandes abhängig sind, und da der letztere mit dem Quadrate der Geschwindigkeit variirt, so müssen auch die Kosten für die Zugkraft in gleicher Weise fallen oder steigen.

Wir haben es sonach mit zwei Kurven zu thun (Taf. VIII, Fig. 4), deren Verlauf in konvergirender Richtung von der jeweiligen Fahrgeschwindigkeit beeinflusst wird, so zwar, dass sie sich in dem Punkte schneiden müssen, in welchem der Einfluss der Summanden auf die Gesamtzugskosten gleich gross ist. Für diesen Schnittpunkt gilt die Gleichung

$$\frac{\alpha}{v} = \beta v^2 \text{ oder } v^3 = \frac{\alpha}{\beta};$$

werden die Werthe für α und β eingesetzt, so erhält man (Anhang 11) die Gleichung für den Schnittpunkt der Kurven

$$II \dots v = \sqrt[3]{9.24 \frac{A}{K} \frac{q(n-c_1)}{d(2t+b)}}$$

Da aber die Werthe in dieser Gleichung für jeden der Kähne verschieden gross sind, so wird der Schnittpunkt ihrer Summanden-Kurven bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten eintreten, es werden daher mit diesen Geschwindigkeiten sowohl die Zugskosten, als auch die Leistungen der Kähne verschieden sein. Aus der numerisch durchgeführten Berechnung (Anhang 11) ergeben sich thatsächlich diese Unterschiede, indem

$$\text{die Fahrgeschwindigkeit} \quad \begin{matrix} v_1 = 0.94 v \\ (n = 3.4) \quad (n = 4.0) \end{matrix}$$

$$\text{die Zugskosten} \quad \begin{matrix} x_1 = 1.22 x \\ (n = 3.4) \quad (n = 4.0) \end{matrix}$$

$$\text{und die Schiffsleistung} \quad \begin{matrix} L_1 = 1.08 L \\ (n = 3.4) \quad (n = 4.0) \end{matrix}$$

woraus ersichtlich ist, dass, obgleich die Geschwindigkeit des grossen KAHNES (v_1) kleiner ist als die des kleinen KAHNES, dennoch die Leistung desselben grösser ist. Es muss jedoch hervorgehoben werden, dass die Gleichwerthigkeit des Einflusses dieser Summanden auf die Zugskosten bei Fahrgeschwindigkeiten von $3.0-3\frac{1}{4} km$ pro Stunde, also

*) Diese dem Erie-Kahn nachgebildeten Dimensionen finden sich in der Tab. I (Anhang 3), auch alle anderen auf diese Messung bezughabenden Vorgänge sind im Anhang 1-6 ziffermässig dargestellt.

bei solchen Geschwindigkeiten eintritt, wie sie auf den gegenwärtigen Kanälen auftreten.

Die Kurve der Zugskosten x hingegen ist eine algebraische Kurve dritter Ordnung, deren Charakteristik nichts gemein hat mit derjenigen der Kurven der beiden Summanden.

Ihr Scheitel liegt in dem Punkte, wo die Zugskosten ein Minimum werden. Sie verläuft linksseitig asymptotisch zur Kurve der Kahnkosten und rechtsseitig in gleicher Weise zur Kurve der Kosten für die Zugkraft.

Das Minimum der Zugskosten tritt ein, wenn (Anhang 12)

$$\text{III} \quad \dots \quad v = \sqrt[3]{4.62 \frac{A}{K} \frac{q(n-c_1)}{d(2t+b)}}$$

und die numerische Berechnung ergibt

$$\text{die Fahrgeschwindigkeit} \quad v_1 = 0.93 v \quad \begin{matrix} (n=3.4) & (n=4.0) \end{matrix}$$

$$\text{die Zugskosten} \quad x_1 = 1.02 x \quad \begin{matrix} (n=3.4) & (n=4.0) \end{matrix}$$

$$\text{und die Schiffsleistung} \quad L_1 = 1.08 L \quad \begin{matrix} (n=3.4) & (n=4.0) \end{matrix}$$

es tritt demnach auch hier die Erscheinung zu Tage, dass trotz einer kleineren Geschwindigkeit die Leistungen des grossen Kahnens grösser ausfallen als die des kleinen Kahnens.

Auch das Zugkosten-Minimum tritt in solchen Grenzen der Fahrgeschwindigkeiten ein, welche nur wenig von jenen verschieden sind, bei welchen die Gleichwerthigkeit der Summanden auftritt, und wenn auch aus diesem Zusammenreffen kein sicherer Schluss auf die gegenseitige Abhängigkeit dieser Erscheinungen voneinander gezogen werden kann, so ist dennoch daraus zu erkennen, dass, wenigstens bei Fahrgeschwindigkeiten, wie sie gegenwärtig auf den Kanälen gebräuchlich sind, der Einfluss eines jeden dieser Summanden die vollste Berücksichtigung verdient, wenn man im Vorhinein über die Höhe der Zugkosten sich klar werden will. Es ist zwar selbstverständlich, dass bei grösseren Fahrgeschwindigkeiten, bei welchen der Widerstand des Wassers und mit diesem die Kosten für die Zugkraft wachsen, diese einen überwiegenden Einfluss auf die Höhe der Zugkosten ausüben, allein auch in diesem Falle treten Erscheinungen zu Tage, die es zweifelhaft erscheinen lassen, ob dem Widerstande eine so grosse Bedeutung beigelegt werden soll, wie es auf dem Kongresse geschehen ist, es müsste denn sein, dass aus der Veränderlichkeit der hier in Vergleich stehenden Betriebsfaktoren v und v_1 , x und x_1 und L und L_1 ein von dem Widerstande allein abhängiges Gesetz sich herauschälen lässt, nach welchem die ökonomischen Vortheile des einen oder des anderen Kahnens mit hinreichender Genauigkeit beurtheilt werden können.

Gelingt dieses und fällt der Vergleich zu Gunsten des kleinen Kahnens aus, dann wird das Querschnittsverhältniss $n=4.0$ als dasjenige zu betrachten sein, welches wir zu wählen haben; fällt die Entscheidung aber zu Gunsten des grossen Kahnens aus, dann sind, unstreitig die Dimensionen

der Schleusen diejenigen, die in betriebstechnischer Beziehung vorzuziehen sein werden.

Als Ausgangspunkt für diese Untersuchung kann füglich jener Punkt angenommen werden, bei welchem sowohl die Fahrgeschwindigkeit als auch die Zugkosten beider Kähne gleich gross sind. Für diesen Punkt gilt nach der Entwicklung (Anhang 13) die Gleichung

$$\text{IV} \quad \dots \quad v = \sqrt[3]{\frac{a-a_1}{\beta_1-\beta}}$$

und die graphische Darstellung zeigt denselben als einen Schnittpunkt der Zugskostenkurven, von welchem linksseitig, also bei kleineren Geschwindigkeiten die Zugkosten des grossen Kahnens, trotz des grösseren Widerstandes, den er erfährt, unter jenen des kleinen Kahnens fallen. Der Grund hiervon ist darin zu suchen, dass, wie aus dem Verlaufe der Zugskostenkurve ersichtlich ist, bei kleinen Geschwindigkeiten die Kahnkosten überwiegend auf die Zugkosten einwirken als die Kosten für die Zugkraft, da aber die Kahnkosten beider Kähne nur wenig voneinander abweichen (Anhang 7 circa 10%) so entfällt auf die grössere Leistung des grossen Kahnens eine kleinere Quote pro Tonnen-Kilometer als bei dem kleinen Kahne, daher die Zugkosten des ersteren kleiner ausfallen.

In diesem Schnittpunkte der Zugskostenkurven sind die auftretenden Fahrgeschwindigkeiten sowie die Zugkosten pro Tonnen-Kilometer beider Kähne gleich gross, es bleibt daher als einziges Kriterium für die Bevorzugung des einen Kahnens vor dem anderen bloss deren Leistung, welche nach der Entwicklung (Anhang 14) sich ausdrückt durch die Gleichung

$$\text{V} \quad \dots \quad L = c_2 (1 - c_3 d) d v$$

woraus ersichtlich ist, dass bei gleichen Fahrgeschwindigkeiten ($v = v_1$) der beiden Kähne die Leistungen in geradem Verhältnisse mit ihrem Displacement (d) wachsen und hieraus folgt, dass bis zu diesem Schnittpunkte der grosse Kahn den Vorzug verdient, weil, wenn immer seine Fahrgeschwindigkeit gleich jener des kleinen Kahnens ist, dessen Zugkosten niedriger, während seine Leistungen grösser sind als die des letzteren. Wird für diesen Schnittpunkt die numerische Berechnung durchgeführt, so ergibt sich:

$$\text{die Fahrgeschwindigkeit} \quad v_1 = v = 0.5749 \text{ m}$$

$$\text{die Zugkosten} \quad x_1 = x = 0.1996 \text{ kr. pro 1 tkm.}$$

$$\text{und die Schiffsleistung} \quad L_1 = 1.156 L \text{ tkm.} \quad \begin{matrix} (n=3.4) & (n=4.0) \end{matrix}$$

d. h. die Leistung des grossen Kahnens übertrifft die des kleinen Kahnens um 15.6% in jedem Falle, in welchem die Fahrgeschwindigkeiten gleich gross sind.

Von diesem Schnittpunkte ab, fallen trotz der grösseren Fahrgeschwindigkeit die Zugkosten beider Kähne auf das Minimum der respektiven Zugkosten (Taf. VIII und IX, Fig. 4 und 5), ein Umstand, der wieder nur auf den grösseren Einfluss der Kahnkosten auf die Zugkosten zurückzuführen ist.

Denkt man sich nun an den Scheitel der höher gelegenen Zugskostenkurve des grossen Kahnens eine Tangente gezogen, so wird diese die Zugskostenkurve des kleinen Kahnens in einem Punkte schneiden, welcher einer Fahrgeschwindigkeit

von 3.0 km entspricht*), d. h. man wird mit dem kleinen Kahn eine Geschwindigkeit von 3.0 km pro Stunde erreichen können, ohne deshalb grössere Zugskosten zu beanspruchen als der grosse Kahn bei einer Fahrgeschwindigkeit von bloss 2.4 km beansprucht; zieht man ferner eine Parallele zu dieser Tangente von dem Durchschnittspunkte (a) der Leistungskurve L_1 so schneidet diese die Leistungskurve L des kleinen Kahnes in dem Punkte (b), welchem eine Geschwindigkeit (Taf. IX, Fig. 5) von 0.779 oder 2.8 km pro Stunde entspricht von wo angefangen auch die Leistungen des kleinen Kahnes grösser als die des grossen Kahnes ausfallen, wir haben daher die Grenzen der Fahrgeschwindigkeit zwischen 2.8 und 3.0 km pro Stunde als diejenige zu bezeichnen, zwischen welchen die Zugskosten des kleinen Kahnes niedriger als die des grossen Kahnes werden, aber auch dessen Leistung, entgegengesetzt den früher angeführten Fällen, grösser ausfällt, es wird daher innerhalb dieser Grenzen der kleine Kahn grössere Vortheile bieten.

Wir resumieren daher: dass bis zu einer Fahrgeschwindigkeit von 2.0 km der grosse Kahn grössere Vortheile bietet, zwischen den Grenzen von 2.0 km und 2.8 km pro Stunde hingegen wechseln die Vortheile zwischen beiden Kähnen, wie später gezeigt werden wird, je nachdem man im Interesse des Verkehrs entweder der grösseren Leistung des grossen Kahnes oder der, durch die grössere Fahrgeschwindigkeit des kleinen Kahnes herbeigeführten Zeitersparniss den Vorzug gibt, während in den Grenzen zwischen 2.8 und 3.0 km pro Stunde alle Vortheile, sowohl grössere Leistung als auch niedrigere Zugskosten aus der Verwendung des kleinen Kahnes erwachsen, daher diesem der Vorzug gebührt, und da auf fast allen bestehenden Kanälen, selbst auf solchen die weniger günstig dimensionirt sind, diese letztere Fahrgeschwindigkeit erzielt werden kann, so ist man zu der Annahme berechtigt, dass bis zur Grenze von 3.0 km Fahrgeschwindigkeit der kleine Kahn vorzuziehen ist, zumal man dabei nicht bloss günstigere Leistungen und Zugkosten, sondern auch höhere Fahrgeschwindigkeiten als mit dem grossen Kahne erzielt.

Würde man sich nun, wie auf französischen und amerikanischen Kanälen mit solch' kleinen Fahrgeschwindigkeiten begnügen, so würde man auf den „Hauptkanälen“ mit den kleinen Kähnen das Auslangen finden und hätte bloss, um auch einen Wasserverlust zu vermeiden, die Schleusendimensionen diesen kleinen Kähnen entsprechend anzuordnen, damit alle Dimensionen harmonisch zusammenpassen.

Allein man war gerade mit Rücksicht auf die Bestimmung der Hauptkanäle gezwungen, die Schleusendimensionen derart gross zu normiren, dass auch die grösseren Flussfahrzeuge dieselben zu passiren im Stande sein sollen, ebenso wurden Fahrgeschwindigkeiten bis zu 5.0 km pro Stunde, weil den Anforderungen des Verkehrs

*) Diese Tangente schneidet zwar die Zugskostenkurve des kleinen Kahnes in zwei Punkten (Anhang 12, $v = 0.617 m$ resp. $= 0.833 m$), wir ziehen jedoch bloss den Schnittpunkt der grösseren Geschwindigkeit aus dem Grunde in Betracht, weil die kleinen Fahrgeschwindigkeiten für die praktischen Zwecke werthlos sind.

besser entsprechend, als diejenigen bezeichnet, welche auf den Hauptkanälen erreicht werden sollten; es kann daher eine Herabminderung der Schleusendimensionen nicht eintreten und in Folge dessen wird es nothwendig, betreffs des Verhaltens beider Kähne unsere Untersuchung auch auf Geschwindigkeiten auszudehnen, die über die hier konstatierte Grenze von 3.0 km pro Stunde hinausreichen.

Suchen wir zu diesem Behufe unter den drei Betriebsfaktoren jene zwei äquiparen Faktoren kennen zu lernen, die gegenseitig als Aequivalente auftreten, wenn der dritte Betriebsfaktor für beide Kähne als gleichwerthig angenommen wird.

Diesbezüglich ersehen wir aus der graphischen Darstellung (Taf. IX, Fig. 5) dass, wenn die Fahrgeschwindigkeiten beider Kähne gleich gross sind ($v = v_1$), dann sind die Leistungen des grossen Kahnes, wie früher schon erwähnt, konstant um 15.6% grösser, als die des kleinen Kahnes, aber auch dessen Zugkosten sind höher als die des letzteren und wenn auch diese nicht in demselben Maasse zunehmen wie die Differenz der Leistungen (sie variiren mit der Geschwindigkeit bloss zwischen 5% bis 12%), so hat man nichtsdestoweniger die grössere Leistung durch grössere Zugkosten erkaufte, das Aequivalent der grösseren Zugkosten sind daher in diesem Falle die grösseren Leistungen; wenn man zweitens: die Schiffsleistungen einander gleich setzt ($L = L_1$) so ersehen wir aus der graphischen Darstellung Taf. VIII, Fig. 6 (Anhang 15), dass der kleine Kahn, um die grössere Leistung des grossen Kahnes zu erreichen, eine um 13½% grössere Fahrgeschwindigkeit als dieser annehmen muss und dass in Folge dessen auch seine Zugkosten grösser als die des grossen Kahnes werden, wir haben somit in diesem Falle den Zeitgewinn, welcher durch die grössere Fahrgeschwindigkeit des kleinen Kahnes entsteht, ebenfalls durch höhere Zugkosten erkaufte; und wenn wir endlich die Zugkosten beider Kähne einander gleichsetzen, so ergibt sich aus der graphischen Darstellung Taf. VIII, Fig. 6 (Anhang 16), dass bei allen über 3.0 km hinausreichenden Fahrgeschwindigkeiten, die Leistungen des grossen Kahnes zwar grösser ausfallen, aber dessen Geschwindigkeit kleiner als die des kleinen Kahnes sind. In diesem Falle äquivaliren die grösseren Leistungen des einen Kahnes die grössere Fahrgeschwindigkeit des anderen.

Aus diesen Alternativen ersieht man, dass entweder die grösseren Leistungen oder, wo diese einander gleich sind, die grösseren Fahrgeschwindigkeiten nur durch höhere Zugkosten erzielt werden können; sind aber die Zugkosten einander gleich, dann erzielt man mit dem kleinen Kahn grössere Fahrgeschwindigkeiten und mit dem grossen Kahne grössere Leistungen. Es tritt demnach bei allen drei Voraussetzungen ein Equilibrium zwischen den Vor- und Nachtheilen der Kähne ein, sie haben daher in den Geschwindigkeitsgrenzen zwischen 3.0 und 5.0 km pro Stunde, ohne Rücksicht auf das Querschnittsverhältniss, ihre Berechtigung, und ihre Verwendung wird zulässig, je nachdem grössere Fahrgeschwindigkeiten oder

grössere Leistungen den Transportbedingungen besser entsprechen. *)

Mit Rücksicht auf den Umstand nun, dass im Wassertransporte es hauptsächlich auf grosse Leistungen und weniger auf grosse Fahrgeschwindigkeiten ankommt, könnte man sich für die Verwendung des grossen Kahn und folglich auch für die Normalschleuse aussprechen, allein eine solche Entscheidung würde sich nicht auf ein greifbares Moment stützen. Es stünden hiebei die grösseren Leistungen des einen Kahn stets dem grösseren Zeitgewinne des anderen Kahn gegenüber, und eine auf so unbestimmte Werthe getroffene Entscheidung könnte bei den vielen abwechselnd sich aufdringenden Verkehrsbedingungen kaum die allgemeine Zustimmung erhalten, wenn nicht vorher ein ziffermässiger Werth als Basis für den Vergleich gefunden wird. Eine solche Basis, wenn sie gefunden werden kann, schliesst jede Einseitigkeit des Urtheiles aus, und um sie herzustellen, gehen wir von folgendem Gesichtspunkte aus:

Wenn nämlich dem Querschnittsverhältnisse $n = 4.0$ wirklich eine so maassgebende Berücksichtigung gebührt, dass man seinethalben eine Beschlussfassung des internationalen Kongresses zu provoziren für nothwendig hielt, so hat man damit zugestanden, dass man die Leistungen des kleinen Kahn ebenso wie dessen Zugskosten als ökonomisch ausreichend für den Wassertransport hält. Wir haben aber gesehen, dass die Leistungen desselben niemals die Höhe der Leistungen des grossen Kahn erreichen können (Taf. IX, Fig. 5) und dass wenn andererseits der grosse Kahn nicht mehr als der kleine Kahn zu leisten hätte, diese kleinere Leistung bei einem Zeitverluste von $(v - v_1)$ $13\frac{1}{2}\%$ mittelst des grossen Kahn billiger bewerkstelliget werden kann. (Taf. VIII, Fig. 6.) Eine Uebereinstimmung

Kleiner Kahn ($n = 4.000$) $x = 0.3025$ kr.; $L = 12,635.000$ tkm; $v = 1.389$ m; $Q = 40.000$ m²; $n = 4.000$

Grosser Kahn ($n_{,,} = 3.116$) $x_{,,} = 0.3025$ „ $L_{,,} = 12,635.000$ „ $v_{,,} = 1.202$ „ $Q_1 = 36.675$ „ $n_{,,} = 3.116$

Differenz $x - x_{,,} = 0$ $L - L_{,,} = 0$ $v - v_{,,} = 13\frac{1}{2}\%$; $Q - Q_1 = 8.3\%$; $n - n_{,,} = 22\%$

zwischen beiden Kähnen in Bezug auf Leistung und Zugskosten kann daher nur dann eintreten, wenn, im Gegentheil, die grösseren Leistungen des grossen Kahn auf die des kleineren Kahn herabgedrückt und gleichzeitig dessen

*) Wenn man den Vergleich zwischen den Betriebsfaktoren weiter ausdehnt und je zwei derselben einander gleich setzt und den dritten Betriebsfaktor daraus bestimmt, so findet man:

Erstens, wenn die relativen Fahrgeschwindigkeiten und die Zugskosten der Kähne einander gleich sind, dann werden die Leistungen des grossen Kahn um 15.6% höher als die des anderen Kahn ausfallen. Dieser Fall tritt jedoch nur im Schnittpunkte der Zugskostenkurven (Taf. IX, Fig. 5, Anhang 13) ein, wenn die Fahrgeschwindigkeit bloss 2.07 km pro Stunde beträgt, daher ausserhalb der Grenze jener Geschwindigkeiten liegt, innerhalb welchen der Vergleich hergestellt werden soll.

Zweitens, wenn die Schiffsleistungen und die relativen Zugskosten der Kähne einander gleich sind. Im Anhang 17 ist dieser Fall berechnet und ergibt sich daraus eine Differenz der Fahrgeschwindigkeiten $v - v_1 = 13.5\%$, wobei jedoch beide Geschwindigkeiten zwischen 2.6 und 3.0 km pro Stunde zu liegen kommen (Taf. IX, Fig. 5) also ebenfalls ausserhalb der Vergleichsgrenzen. Endlich:

Drittens, wenn die relative Fahrgeschwindigkeit und die Schiffsleistungen gleich sein sollen. Ein solcher Fall ist ausgeschlossen, weil bei gleichen Fahrgeschwindigkeiten die Leistungen der Kähne mit verschiedenem Displacement nicht gleich sein können.

niedrigeren Zugskosten auf die höheren des kleinen Kahn hinaufgeschraubt werden könnten. Dieses ist aber nur dann zu erreichen, wenn der Widerstand, welchen das Wasser dem grossen Kahn entgegensetzt, grösser wird, als er ohnehin bei dem Querschnittsverhältnisse von $n_1 = 3.4$ schon ist, was aber in den Grenzen der in Betracht stehenden Fahrgeschwindigkeiten auf dem gegebenen Kanale nicht möglich ist.

Es entsteht daher mit Bezug auf Sweet'sche Formel:

$$P = \frac{c v^2 S}{n - c_1}$$

die Frage, wie klein muss $n_{,,}$ ausfallen, damit der Widerstand P gegen den grossen Kahn auf einem zweiten Kanale so gross wird, dass in Folge dessen seine Leistungen und Zugskosten dieselben seien wie diejenigen des kleinen Kahn, die bei einer bestimmten Fahrgeschwindigkeit auf dem gegebenen Kanale ($n = 4.0$) auftreten? *)

Im Anhang 18, ist diese Frage behandelt und aus der dort entwickelten Gleichung X, erhält man das reduzierte Querschnittsverhältniss $n_{,,}$. Hieraus ergibt sich da

$$n_{,,} \left(= \frac{Q_1}{q_1} \right) < n_1 \left(= \frac{Q}{q_1} \right),$$

dass auch $Q_1 < Q$ ist, d. h. mit anderen Worten:

Der grosse Kahn besitzt selbst auf einem kleineren Kanale dieselbe Leistungsfähigkeit wie der kleine Kahn auf einem grösseren, ohne deshalb grössere Zugskosten zu verursachen.

Nimmt man, um zu konkreten Zahlenwerthen zu gelangen, die Betriebsergebnisse des kleinen Kahn bei seiner grössten Fahrgeschwindigkeit ($v = 1.389$ m = 5.0 km pro Stunde) als Basis an, so ergibt die Berechnung folgende Resultate:

woraus ersichtlich ist, dass der Nachtheil des um $13\frac{1}{2}\%$ grösseren Zeitverlustes, welcher beim grossen Kahn auftritt, durch die um 8.3% verminderten Baukosten des Kanales mehr als ausgeglichen wird.

Die ökonomische Bedeutung dieses Ergebnisses und besonders dessen günstige Rückwirkung auf die Höhe der Eigenkosten des Transportes bedarf keiner weiteren Auseinandersetzung, aber auf Grund desselben kann die Eingangs aufgeworfene Frage zu Gunsten des grossen Kahn entschieden werden, und wir nehmen keinen Anstand, zu behaupten, dass man im Interesse eines ökonomischen Betriebes stets gut thun wird, die grösseren Schleusendimensionen dem grösseren Querschnittsverhältnissen ($n = 4.0$) vorzuziehen.

Um den Gegenstand zu erschöpfen, bliebe noch zu untersuchen übrig, ob die Zugmodalitäten auf diesem verengten Kanalquerschnitte in gleicher Weise eingehalten werden können, wie es seinerzeit auf dem Erie-Kanale der Fall

*) Wollte man für den gleichen Zweck die Fahrgeschwindigkeit des grossen Kahn vergrössern, so ergeben sich Werthe für dieselbe, die auf Wasserstrassen überhaupt nicht zu erreichen sind.

gewesen ist, als Ingenieur Sweet seine Widerstandsmessungen vorgenommen hat.

In der Praxis wird nämlich (Taf. IX, Fig. 2 und 3) bei der Begegnung zweier Kähne der Steuermann gezwungen sein, den Kahn so knapp als thunlich an das Kanalufer zu halten, um den Gegenzug passiren zu lassen; es wäre deshalb für unseren Zweck der Abstand von der Kanalböschung zu bestimmen, den der Kahn ($n_1 = 3.116$) einzuhalten hat, damit bei einer Kreuzung der Kähne die Zugmodalitäten auch auf dem verengten Kanale ($Q_1 = 36.675 m^3$), unverändert dieselben bleiben wie auf dem Erie-Kanale, auf welche ja unsere ganze Abhandlung basirt wurde.

Im Anhang 6 sind nach den Angaben von Sweet diese Modalitäten auf dem Erie-Kanale ziffernmässig festgestellt worden und nach der Darstellung, die wir im Anhang 19, von den Zugmodalitäten auf dem verengten Kanalquerschnitte geben, stellt sich heraus: dass wenn der Zugswinkel in beiden Fällen derselbe bleiben soll, dann muss, wenn der freie Raum zwischen den sich kreuzenden Kähnen $1.0 m$ beträgt, die Zugseile auf dem verengten Kanale $42.14 m$, also gerade so lang wie auf dem Erie-Kanale werden, aber der Abstand von der Kanalböschung des verengten Kanales reduziert sich von $2.75 m$ auf dem Erie-Kanale auf $0.42 m$, was wohl als ein Nachtheil angesehen werden muss, wenngleich er ganz derselbe ist wie auf den französischen Kanälen (Taf. IX, Fig. 3), die seit mehr als ein Jahrhundert befahren werden, ohne dass deshalb Klagen laut geworden, oder grössere Reparaturen an den Böschungen deshalb nothwendig geworden wären.

Dieser Nachtheil wird aber nur in dem Momente der Kahnkreuzungen, zu welchen ein Zeitaufwand von bloß 2—4 Minuten (Anhang 19) nothwendig ist, auftreten, daher kaum gegenüber den Vortheilen, die der verengte Kanalquerschnitt in bauökonomischer Beziehung bietet, in die Waagschale fallen.

Auch in Bezug auf den grösseren Widerstand, welcher bei den Kahnkreuzungen auftritt, ist dem Umstande, dass der Querschnitt des Kanales verengt worden ist, deshalb keine zu grosse Bedeutung beizulegen, weil die sich kreuzenden Kähne grösstentheils ungleiche Tauchungen besitzen, in Folge dessen der Kanalquerschnitt, im Momente der Kreuzung, nicht in dem Maasse verengt wird, als wenn stets voll beladene Kähne in entgegengesetzter Richtung verkehren würden. Im ersteren Falle tritt indess eine vorübergehende Verzögerung von ca. 22 % der Fahrgeschwindigkeit, im letzteren jedoch eine solche von 56 % ein.

Wendet man schliesslich die hier durchgeführte Methode auch auf die gegenwärtig auf den französischen Kanälen verkehrenden Kähne an, die bloß ein Querschnittsverhältniss $n = 2.9$ besitzen (Anhang 3, Tab. I), so ergeben sich, bei der dort auftretenden grössten Fahrgeschwindigkeit von $3.0 km$ pro Stunde, die Zugskosten

$$x = 0.2577 \text{ kr. pro Tonnen-Kilometer,}$$

welche um 32 %, resp. 26 % und 20 % höher sich stellen als bei jenen Kähnen nothwendig werden, die wir der Betrachtung unterzogen haben. (Anhang 20.)

Wenn man aber in Frankreich, wo, wie in keinem anderen Lande, die Binnenschifffahrt von jeher gepflegt

worden ist, sich mit so ungünstigen Resultaten dennoch zufrieden stellt, so ist der Grund hiefür in dem Umstande zu suchen, dass die französischen Kanäle ein Staatseigenthum bilden, für welches ein Erträgniss nicht erwartet und auch nicht in Aussicht genommen ist. Es entfällt daher dort der sogenannte Kanalzoll (Péage) und die Eigenkosten des Transportes vermindern sich in Folge dessen um die Zinsen- und Amortisationsquote des Baukapitales. Es kann in Folge dessen der verbleibende und kleinere Bruchtheil der Eigenkosten des Transportes auch höher ausfallen und die Tarifsätze sich dennoch günstiger stellen als wie auf anderen Kanälen, bei welchen das Anlagekapital einer Verzinsung und Amortisation entgegensieht.

Mit Rücksicht auf diese letztere, vom Kongresse selbst aufgestellte volkswirtschaftliche Bedingung, ist es daher eine unabweisliche Nothwendigkeit, die Baukosten der letzteren auf ein Minimum herabzudrücken und hiedurch besser, wie durch niedrige Zugskosten, die Prosperität des Kanalunternehmens zu sichern, welche durch die Aufstellung von Normaldimensionen, bei welchen die örtlichen, stets variirenden Lokalverhältnisse keine Berücksichtigung finden konnten, mir gefährdet erscheint.

Für ein homogenes Kanalnetz, wie es dem Kongresse vorschwebte, reicht, nach meiner Anschauung, die vom Kongresse vorgeschriebene Wassertiefe sowie die Grösse der Normalschleuse vollständig aus, die Normirung aller anderen Dimensionen können deshalb füglich dem Ingenieur überlassen bleiben, dessen Aufgabe es ist, sie den, ihm besser bekannten Lokalverhältnissen anzupassen.

Anhang.

Um die Beziehung zwischen Zugskosten und Leistungen verschiedener Schiffstypen auf ein und demselben Kanale so allgemein als thunlich darstellen zu können, halten wir es im Interesse des Gegenstandes für angezeigt, die hiezu nothwendigen algebraischen Gleichungen in diesem Anhang zu entwickeln. Es erleichtert dies die Einsicht in das gewählte Verfahren und enthebt uns von der sonst nothwendig werdenden Weitschweifigkeit im Texte selbst.

Manche der zu diesem Behufe gemachten Voraussetzungen unterliegen zwar Veränderungen je nach den örtlichen Verhältnissen oder nach der jeweilig auftretenden Konjunktur des Marktes, allein da wir die ganze Abhandlung bloß vergleichsweise durchzuführen beabsichtigen und für beide Typen dieselben Voraussetzungen einführen, so wird das Vergleichsresultat, in Prozenten ausgedrückt, dasselbe bleiben, gleichviel ob unsere Annahmen zu hoch oder zu niedrig gegriffen erscheinen.

Die Kurven der graphischen Darstellungen sind genau nach den Rechnungsergebnissen, welche in der Tab. II (Anhang 21) enthalten sind, konstruirt worden und können als im Wesen korrekt angesehen werden.

Für jene Leser, welchen die Abhandlung über die Widerstandsmessungen auf dem Erie-Kanale nicht zugänglich ist, geben wir alle in Bezug darauf stehenden Details, wobei indess das englische Maass und Gewicht auf das Metermaass reduziert wurde.

I. Amerikanische Type für Kanalboote.

Dimensionen des Kanalbootes Henry L. Purdy. *)

Die folgenden Dimensionen des Kahnes, mit welchen Ingenieur Sweet die Widerstandsmessungen vorgenommen hat, sind der Tabelle auf S. 104 der vorgenannten „Transactions“ entnommen. Die Konstruktion und die Form des Kahnes ist die auf dem Erie-Kanale gebräuchliche.

Schiffslänge engl. Maass **) = 96' 8" = 29.484 m
 Schiffsbreite = 17' 7" = 5.363 m
 Schiffstauchung b. voller Ladung = 6' 0" = 1.830 m
 Schiffsquerschnitt bei 6' (engl.)

Bei ganzer Tauchung = 100 □' = 9.765 m²
 Schiffs-Eigengewicht = 130.000 Pfd. = 58.89 t
 Schiffs-Nutzlast = 467.600 Pfd. = 211.82 t
 Schiffs-Displacement (Eigengew.

+ Nutzlast) = 597.600 Pfd. = 270.713 t
 Kanalquerschnitt a. d. Messungs-
 stelle = 450 □' = 41.85 m²

Hieraus berechnet sich

das Eigengewicht = 28% der Nutzlast oder 22% der Bruttolast,

ferner ist

der theoretische Querschnitt $q = b t =$

$$= 5.363 \times 1.830 \dots\dots\dots = 9.8143 \text{ m}^2$$

der Querschnitt aus der Tabelle entnommen

$$(\text{siehe oben}) \dots\dots\dots = 9.765 \text{ „}$$

entfällt für Abrundung der Seitenwände am

$$\text{Schiffsboden} \dots\dots\dots = 0.0493 \text{ m}^2$$

das Displacement (= Bruttolast) = Querschnitt \times Länge \times
 \times Völligkeits-Koeffizient x .

Hieraus ist

$$\text{der Völligkeits-Koeffizient } x = \frac{270.71}{9.765 \times 29.484} = 0.94 \text{ *)}$$

$$\begin{aligned} \text{die Völligkeit des Kahnes } \left(= \frac{\text{Nutzlast}}{\text{Displacement}} \right) &= \\ &= \frac{211.82}{270.713} = 78 \%. \end{aligned}$$

Der benetzte Umfang des Kahnes, welchen Sweet in seiner Formel für den Widerstand des Wassers einführt, ist ziffermässig nicht angegeben, er muss daher aus der Formel selbst berechnet werden. Für die Bestimmung dieses Widerstandes entwickelte Sweet aus den Resultaten seiner Messungen die Formel

$$R = \frac{0.10303 v^2 S}{r - 0.597} \text{ (im engl. Maass).}$$

Hierin ist

R = Widerstand des Wassers in engl. Pfunden,
 v = Fahrgeschwindigkeit des Kahnes in engl. Fuss pro Sek.,

*) Siehe: Transactions of the American Society of civil Engineers Vol. IX, pag. 99. „The engineering Problem involved in the proposed improvement of the Erie-Canal by increasing the Depth of the Channel one foot.“ By E. Sweet jun.

**) Reduktionswerthe.

$$1 \text{ Fuss engl.} \dots\dots\dots = 0.305 \text{ m}$$

$$1 \text{ Quadratfuss engl.} \dots\dots\dots = 0.093 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ Pfund engl.} \dots\dots\dots = 0.453 \text{ kg}$$

$$1 \text{ Schiffstonne} = 2000 \text{ Pfd. engl.} = 906.00 \text{ kg}$$

*) Eine grössere Annäherung an den wirklichen Koeffizienten kann aus den Angaben Sweet's nicht berechnet werden.

S = Benetzter Umfang des Kahnes bei gleicher Tauchung in engl. Quadratfuss,

$$r = \text{Querschnittsverhältniss} \left(\frac{\text{Kanalquerschnitt}}{\text{Schiffsquerschnitt}} \right) \frac{Q}{q}.$$

Auf das Metermaass reduziert hat, man

$$P = \frac{5.41 v^2 S}{n - 0.597}$$

(alle Grössen in Kilogramm- und Metermaass ausgedrückt).

Hieraus ergibt sich

der benetzte Umfang des Kahnes $S = P \frac{n - 0.597}{5.41 v^2}$, worin für die Messungen auf dem Erie-Kanale das Querschnittsverhältniss

$$n = 4.28.$$

Die ersten drei Messungen von Sweet (Tab. S. 104) wurden bei einer Wassertiefe von 2.138 m durchgeführt, welche nahezu die gleiche Wassertiefe der uns beschäftigenden Kanäle (2.0 m) ist, daher sie bei der Bestimmung von S als Basis dienen können. Bei diesen drei Messungen ergaben sich

$$\begin{aligned} v_1 = 0.567 \text{ m und } P_1 = 126.07 \text{ kg berechnet nach Formel ist } S_1 &= 267.00 \text{ m}^2 \\ v_2 = 0.827 \text{ m „ } P_2 = 267.57 \text{ kg „ „ „ „ } S_2 &= 266.34 \text{ m}^2 \\ v_3 = 0.872 \text{ m „ } P_3 = 297.95 \text{ kg „ „ „ „ } S_3 &= 266.73 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

ergibt im Mittel einen benetzten Schiffsumfang $S = 266.69 \text{ m}^2$

II. Schiffstypen nach den Kongress-Beschlüssen.

Nach diesen Beschlüssen, wenn sie eine gesetzliche Kraft besässen, könnte bloß eine Schiffstypen sich auf dem Kanale bewegen, nämlich eine solche, deren Querschnitt im Verhältnisse zum Kanalquerschnitt wie 1:4 steht oder bei welcher $n = 4$ ist. Da wir aber die Untersuchung der Betriebsergebnisse auch auf jene Kähne auszudehnen beabsichtigen, die sich mehr den vom Kongresse beschlossenen Schleusendimensionen anpassen und aus diesem Grunde ein anderes Querschnittsverhältniss ($n_1 = 3.4$) besitzen, so müssen beide Kähne, wenn überhaupt auf Grund der Sweet'schen Formel ein Vergleich zwischen beiden zulässig sein soll, wenigstens ähnlich demjenigen Kanalboote („Henry L. Purdy“) konstruiert sein, aus dessen Bewegungsgeschwindigkeit die obige Widerstandsformel entwickelt wurde. Es obliegt uns daher, diese Kähne dem „Henry L. Purdy“ nachzubilden und dabei die von dem Kongresse beschlossenen Dimensionen im Auge zu behalten.

Nach den Kongress-Beschlüssen sind als Norm aufgestellt worden:

Für Kanaldimensionen:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sohlenbreite im schleusenfreien Kanal } 16.0 \text{ m} \\ \text{Wassertiefe} \dots\dots\dots 2.0 \text{ m} \\ \text{Böschungsverhältniss der Ufer wie} \dots\dots\dots 1:2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Querschnitt} \\ Q = 40.00 \text{ m}^2 \end{array}$$

Für Schiffsdimensionen:

$$\begin{array}{l} \text{Schiffstauchung bei voller Ladung} \dots\dots\dots 1.75 \text{ m} \\ \text{Schiffsquerschnitt (getauchter)} \dots\dots\dots q = 10.00 \text{ m}^2 \end{array}$$

Für Schleusendimensionen:

$$\begin{array}{l} \text{Drempeltiefe unter Wasserspiegel} \dots\dots\dots 2.50 \text{ m} \\ \text{Lichte Breite der Schleusenthore} \dots\dots\dots 7.00 \text{ m} \\ \text{Nutzbare Länge der Schleusenkammer} \dots\dots\dots 57.50 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{Für Querschnittsverhältniss} \left(\frac{\text{Kanalquerschnitt}}{\text{Schiffsquerschnitt}} \right)$$

$$n = 4.0.$$

Bezeichnen wir, der Einfachheit wegen, jenen Kahn, welcher dem Verhältnisse $n = 4.0$ entspricht, mit kleinen Kahn, und jenen zweiten Kahn, welcher den vorgeschriebenen Schleusendimensionen sich besser anpasst und deshalb nur einem Verhältniss von rund $n_1 = 3.4$ entsprechen kann, mit grossen Kahn, so ergeben sich analog den obigen Berechnungen die in folgender Tab. I eingesetzten Dimensionen für dieselben, die wir in dem beabsichtigten Vergleiche ihrer Betriebsergebnisse benützen wollen.

III. Kanal-, Schleusen- und Schiffstypen.

Tabelle I.

Bezeichnung	Kanaltypen			Schleusentypen		
	Bestehende Kanäle		Kongress-Beschluss	Bestehende Kanäle		Kongress-Beschluss
	Erie-Kanal	Franz. Kanäle		Erie-Kanal	Franz. Kanäle	
Sohlenbreite m	16.34	10.0—11.0	16.00	6.00	5.20	7.00
Wassertiefe m	2.14	2.00	2.00	2.14	2.50	2.50
Querschnitt m^2	41.85	26.00	40.00	—	—	—
Böschungsverhältniss	1:1.5	1:1.5	1:2	—	—	—
Nutzbare Schleuslänge m	—	—	—	23.0—30.0	38.50	57.50

Bezeichnung	Schiffstypen			
	Bestehende Kanäle		Zukünft. Kan.	
			Kongress-Beschluss	
	Erie-Kanal	Franz. Kan. *)	kleiner Kahn	grosser Kahn
Querschnittsverhältniss				
	$n = 4.28$	$n = 2.90$	$n = 4.0$	$n_1 = 3.4$
Breite $b = m$	5.363	5.00	5.74	6.75
Länge $l = m$	29.484	38.50	57.50	57.50
Tauchung (volle Ladung) $t = m$	1.830	1.80	1.75	1.75
Querschnitt ($b \cdot t - 0.049$) $q = m^2$	9.765	8.95	10.00	11.77
Displacement ($c_0 q l$) $d = t$	270.713	323.90	540.50	636.23
Eigengewicht ($0.22 d$) t	58.89	71.26	118.91	139.97
Nutzlast ($d - 0.22 d$) $N = t$	211.82	252.64	421.59	496.26
Benetzter Umfang [$c_0 l (2t + b)$] $S = m^2$	266.69	311.23	499.42	554.01
Völligkeit ($\frac{N}{d}$) Perc.	78	78	78	78

IV. Pferdeleistung auf dem Erie-Kanale.

Zur Zeit verkehren zwar nach den offiziellen Berichten bereits 150 gekuppelte Schiffe (ähnlich dem System Jaquell) mit bestem Erfolge auf dem Erie-Kanal, der weitaus grössere

*) Genaue Angaben über die Dimensionen der Kähne („Pinasse flamand“), welche auf den französischen Kanälen verkehren, sind nicht erhältlich. Sie variiren in Folge der ungleichen Ausmaasse der letzteren derart, dass ihre Tragfähigkeit zwischen 180 t und 325 t wechselt. Für unseren Zweck hielten wir es daher für nothwendig, ihre Dimensionen aus den französischen Schleusendimensionen in derselben Weise abzuleiten und sie den amerikanischen Typen nachzubilden, wie es für die „kleinen“ und „grossen“ Kähne geschehen ist.

Verkehr wird indessen noch immer durch den Pferdezug bewerkstelligt. In dem Versuchs-Jahre 1878 war dies noch im höheren Maasse der Fall und die Widerstandsmessungen wurden von Sweet mit Rücksicht auf diesen grossen Verkehr bloss auf den Pferdezug beschränkt, obgleich das Jahr vorher ähnliche Messungen mit Dampfmaschinen vorgenommen wurden, bei welchen, nebenbei sei es bemerkt, ein verhältnissmässig grösserer Widerstand bei gleichen Fahrgeschwindigkeiten aufgetreten ist.

Unser Interesse beschränkt sich indessen vorläufig bloss auf die Sweet'schen Messungen und auf die Pferdeleistung bei denselben. Nach seinem Berichte (Seite 107) haben zwei Pferde bei einem Widerstande von $P = 292$ engl. Pfd. ($= 132.28 \text{ kg}$) eine Geschwindigkeit von 1.54 engl. Meilen pro Stunde ($= 2.48 \text{ km}$ pro Stunde $= 0.689 \text{ m}$ pro Sekunde) erreicht, es beträgt daher, da 1 engl. Meile $= 5280$ engl. Fuss ist, der zurückgelegte Weg

$$\frac{5280 \times 1.54}{60} = 135.52 \text{ engl. Fuss pro Minute.}$$

Beide Pferde haben demnach einen Kraftaufwand von $292 \times 135.52 = 39.572$ Fuss-Pfund pro Minute oder rund für ein Pferd 20.000 Fuss-Pfund pro Minute oder auch 330 engl. Fuss-Pfund pro Sekunde ausgeübt. Da ferner 1 engl. Fuss $= 0.305 \text{ m}$ und 1 engl. Pfd. $= 0.453 \text{ kg}$, so beträgt der Kraftaufwand eines Pferdes bei diesen Messungen $330 \times 0.305 \times 0.453 = 46.0 \text{ mkg}$ bei einer Geschwindigkeit von $v = 0.689 \text{ m}$, da man aber nach den gemachten Erfahrungen dem Pferde im täglich zehnstündigen Zug bei einer Geschwindigkeit von $v = 1.0 \text{ m}$ einen Kraftaufwand von 50 mkg zumuthen kann, ohne dass dasselbe über seine Kräfte angestrengt erscheint, so ergibt sich, dass bei den durchgeführten Messungen die Pferdekraft nicht voll ausgenützt wurde.

V. Anzahl der nothwendigen Zugpferde.

Die Messungen Sweet's verfolgten den Zweck: aus deren Resultaten auf den ökonomischen Vortheil eines vergrösserten Kanalquerschnittes bei Anwendung der gebräuchlichen Zugkraft (zwei Pferde pro Kahn) schliessen zu können. Er hat deshalb durchwegs bloss zwei Pferde am Zugseil eines im Verkehr stehenden Kahnes gespannt. In unserem Falle jedoch werden höhere Ansprüche an den Transport gestellt. Unsere Kähne sind grösser, als die auf dem Erie-Kanal verkehrenden, und zwar sind die Querschnitte der beiden Kähne, die wir in Vergleich zu setzen beabsichtigen, um 3% bis 18% , ebenso deren Displacement um 50% bis 58% und ebenso der benetzte Umfang derselben um 47% bis 52% grösser, als die respektiven Dimensionen der Erie-Kähne; und ausserdem soll noch eine grössere Fahrgeschwindigkeit erzielt werden.

In Folge dessen reicht man mit zwei Pferden nicht aus und die nothwendige Anzahl derselben muss erst bestimmt werden.

Der Arbeitsaufwand für einen gegebenen Widerstand und einer gegebenen Geschwindigkeit ist:

$$A = P v \text{ mkg.}$$

und da im zehnstündigen Zug der Kraftaufwand des Pferdes

zu 50 mkg angenommen werden kann, so wird die Anzahl der Pferde

$$A_{10} = \frac{Pv}{50}.$$

oder für eine 24stündige Arbeitsdauer pro Tag, wobei ein Wechsel der Pferde einzutreten hat, wird

$$A_{24} = \frac{24}{10} \frac{Pv}{50} = \frac{24 Pv}{500}.$$

Die Grenze der Fahrgeschwindigkeit, welche bisher mit dem Pferdezug auf Kanälen erreicht wurde, beträgt circa $3\frac{1}{2}$ km pro Stunde; bei höheren Geschwindigkeiten ist der Dampfbetrieb in ökonomischer Beziehung vorzuziehen. Wenn wir trotzdem den kostspieligeren Pferdezug in der Untersuchung bis zu 5.0 km beibehalten, so geschieht dies deshalb, um Resultate zu erzielen, welche in der Praxis überholt werden können.

VI. Zugsmodalität bei den Widerstandsmessungen auf dem Erie-Kanale.

Da der Aufbau unserer Abhandlung einzig und allein auf die Widerstandsmessungen beruht, welche Sweet auf dem Erie-Kanale durchführte, so erscheint es zweckdienlich, die Modalitäten kennen zu lernen, unter welchen diese Messungen vor sich gingen, um daraus jenen Maassstab zu gewinnen, nach welchem die veränderten Zugsmodalitäten auf jenem Kanale zu beurtheilen sein werden, dessen Dimensionen sich aus unserer Untersuchung ergeben werden.

Aus der nebenstehenden Figur, welche die Verhältnisse auf dem Erie-Kanal schematisch darstellt, ergibt sich, dass der Widerstand des Wassers in der Richtung des Kanes

$$W = Z \cos \alpha,$$

worin Z gleich der am Seil l_1 ausgeübten Zugkraft ist; hieraus wird

$$\cos \alpha = \frac{W}{Z}.$$

Aus der von Sweet gegebenen Tabelle (Seite 104) ergeben sich der Reihenfolge nach folgende Werthe für

$$\frac{W}{Z} = \frac{292}{297} = \frac{564}{575} = \frac{622}{637} = \frac{286}{292} = \frac{336}{343} = \frac{374}{381} = \frac{583}{594} = \frac{632}{645} =$$

$$= \frac{362}{369} = \frac{620}{632} = \frac{720}{734} = \frac{343}{350} = \frac{665}{678} = \frac{590}{602} = 0.98045 \text{ im Mittel;}$$

daraus ist

$$\cos \alpha = 0.98045$$

oder

$$\alpha = 11^\circ 21'.$$

Dieser Winkel α ist bei allen Messungen so ziemlich derselbe geblieben, was als Beweis dafür dienen kann, dass der Abstand des Kanes von den Uferböschungen sowohl, als auch die Länge der Zugseile durchwegs dieselbe

geblieben ist. Genaue Angaben hierüber sind zwar nicht vorhanden, aber wahrscheinlich ist es, dass der Kahn, um durch den Gegenzug nicht von seiner Richtung abgelenkt zu werden, so nahe als thunlich am Ufer gehalten wurde. Nimmt man daher den Abstand zweier sich kreuzenden Kähne gleich 1.0 m, so ergibt sich aus den in der Tab. I (Anhang 3) angeführten Dimensionen des Erie-Kanales folgendes Resultat:

$$\text{Die Breite des Erie-Kanes} = 5.363$$

$$\text{Die Breite zweier sich kreuzenden Kähne} = 10.726$$

$$\text{Zwischenraum der kreuzenden Kähne} = 1.000$$

$$\text{Raum der kreuzenden Kähne} = 11.726$$

und den Abstand $W_1 Z_1 = 8.20$, und da $W_1 Z_1 = l_1 \sin \alpha$, so ergibt sich

$$l_1 = \frac{W_1 Z_1}{\sin \alpha} = \frac{8.20}{\sin 11^\circ 21'} = 42.0 \text{ m rund}$$

hierzu für die Länge der zwei angespannten

$$\text{Pferde, sowie für die Abrundung} \dots = 8.0 \text{ m}$$

ergibt eine Länge für das Zugseil im Maximum = 50.0 m.

VII. Jährliche Auslagen für den Kahn. *)

Bezeichnung	Schiffstypen				Bemerkungen
	Bestehende Kanäle		Zukunft. Kanäle		
			Kongress-Beschluss		
	Erie-Kanal	Franz. Kanäle	kleiner	grosser	
			Kahn		
	Querschnittsverhältniss				
n = 4.28	n = 2.90	n = 4.0	n ₁ = 3.4		
Anschaffungskosten des Kanes sammt Inventar ab Werfte . . fl.					
	12500.00	15000.00	25000.00	29300.00	
Jährliche Auslagen in Gulden österr. Währung:					
Zinsen des Anlagekapitals 5%	625.00	750.00	1250.00	1465.00	
Amortisation					
{ Holz (währ. 8 J.) 0.108531	1356.63	1627.95	2713.25	3179.93	
{ Eisen(„ 30 J.) 0.017831					
Reparatur und Anstrich: von Kosten 2%	250.00	300.00	500.00	586.00	
Spesen, Heizung, Licht etc.	50.00	50.00	50.00	50.00	
Assekuranz, Feuer u. Wasser 1%	125.00	150.00	250.00	293.00	
Löhne: 2 Steuerleute 1400					
2 Schiffsleute 900					
2 Jungen . . 500	2800.00	2800.00	2800.00	2800.00	
Schiffersgewinn: von Auslagen 10%	520.66	567.80	756.33	837.39	
Jährliche Auslagen Summa fl.	5727.29	6245.75	8319.58	9211.32	
			Differenz: 9.7%		

Die Holzbestandtheile der Kähne, sowie das Inventar unterliegen einer achtjährigen Amortisation, während die Eisenbestandtheile nach einer 30jährigen Verwendungszeit noch einen 100%igen Verkaufswert besitzen.

*) Die angesetzten Anschaffungskosten sind die Offertpreise einer an der Donau etablirten, ausgedehnten Schiffswerfte. Die für Löhne und sonstigen Spesen berechneten Summen sind den gegenwärtigen Verhältnissen entsprechend angenommen worden. Eine nach der jeweiligen Konjunktur einzuführende Korrektur kann auf die Resultate unserer Untersuchungen keinen Einfluss ausüben, zumal es sich nicht um die genaue Ermittlung von Eigenkosten, sondern bloss um den Vergleich der relativen Zugskosten der verschiedenen Kähne handelt, daher jede Veränderung in den eingesetzten Werthen die Zugskosten aller Kähne gleichartig influenziren wird.

es ist aber das Displacement $d = 0.94 \text{ ql}$, daher betragen die Auslagen für die

$$\text{Zugkraft} = \frac{1}{50} K \frac{dcv^3(2t+b)}{Q-c_1q}$$

oder die jährlichen Auslagen für den Zug

$$Z = A + \frac{1}{50} K \frac{dcv^3(2t+b)}{Q-c_1q}$$

oder

$$Z = \frac{1}{50} \left[\frac{50 A (Q - c_1 q) + K d c v^3 (2t + b)}{Q - c_1 q} \right]$$

Es ist ferner die jährliche Schiffsleistung L in Tonnen-Kilometer ausgedrückt, ein Produkt aus der Nutzlast N des Kahnes in den Weg W , den derselbe im Laufe des Gegenstandsjahres zurückgelegt hat, es ist daher

$$L = N W.$$

Wird nun mit Rücksicht auf den beabsichtigten Vergleich zwischen den Zugskosten verschieden grosser Kähne, welche sie auf ein und demselben Kanale beanspruchen, angenommen, dass der Kanal eine kontinuierliche, durch Schleusen nicht unterbrochene Wasserstrasse bilde,*) auf welche der Kahn seine Fahrt ununterbrochen fortsetzen kann, so erhält man die jährlich zurückgelegte Distanz aus dem Produkte der jährlichen Fahrtdauer f in die Geschwindigkeit v , mit welcher der Kahn fährt.

Es ist daraus $W = f v$ und die Schiffsleistung

$$L = f v N.$$

Da aber die Kähne einen verschiedenen Tonnengehalt besitzen, so wird der Vergleich zwischen denselben nur dann richtig ausfallen, wenn auf den Zeitverlust Rücksicht genommen wird, den jeder Kahn zum Laden und Löschen nothwendig erleiden muss. Nimmt man diesbezüglich an, dass zum Laden von je 50 t und zum Löschen von je 25 t ein Tag von 24 Stunden erforderlich ist,***) und dass die Navigation jährlich durch 275 Tage aufrecht erhalten werden kann, so ergibt sich hieraus die Fahrtdauer

$$f = 275 - \left(\frac{N}{50} + \frac{N}{25} \right) = 275 - \frac{3N}{50} \text{ Tage}$$

oder

$$f = 24 \left(275 - \frac{3N}{50} \right)$$

in Stunden jährlich.

Es ist aber auch die Nutzlast N eine Funktion der Schiffsform, welche durch die Völligkeit (im vorliegenden Falle = 78% [Anhang 3, Tab. I]) ausgedrückt werden kann durch

$$N = 0.78 d$$

und ferner, da die Fahrgeschwindigkeit in der Sweet'schen Formel in Meter pro Sekunde angegeben wird, so muss die Fahrtdauer f von Stunden und Kilometer auf Meter pro

*) Durch den Umstand, dass wir den Gegenstand ganz allgemein zu behandeln beabsichtigen, ist diese Annahme gerechtfertigt, für spezielle Fälle, in welchen die Länge des Kanales sowohl als die Anzahl seiner Schleusen bekannt sind, kann die virtuelle Länge desselben in der Weise bestimmt werden, dass man den Zeitverlust bei den Schleusen auf die Weglänge reduziert, welche der Kahn während dieser Zeit zurücklegen würde, wenn eine Schleusung nicht nothwendig gewesen wäre.

**) Diese Annahme ist durch verschiedene andere Zeitverluste, welche der Kahn durch die sogenannte Liegezeit zu erleiden hat, hinreichend gerechtfertigt.

Sekunde reduziert ($\times 3.6 \text{ v km pro Stunde}$) werden; es ergibt sich daher aus der Substitution dieser Annahmen die jährliche Schiffsleistung

$$L = 0.78 d 24 \left(275 - \frac{3 \times 0.78 d}{50} \right) 3.6 v$$

oder

$$L = \frac{1}{50} [18.72 d (13750 - 2.34 d)] 3.6 v \text{ in Tonnen-Kilometer.}$$

Es betragen daher die Zugskosten

$$x = \frac{\frac{1}{50} \left[\frac{50 A (Q - c_1 q) + K d c v^3 (2t + b)}{Q - c_1 q} \right]}{\frac{1}{50} [18.72 \times 3.6 d (13750 - 2.34 d) v]}$$

oder da

$$n = \frac{Q}{q}, \text{ so ist } Q - c_1 q = q(n - c_1);$$

substituiert und abgekürzt ergibt die Zugskosten für den kleinen Kahn

$$x_{(n=4.0)} = \frac{A}{c_2(1-c_3d)dv} + \frac{K(2t+b)v^2}{c_4(1-c_3d)q(n-c_1)}$$

und analog für den grossen Kahn

$$x_{(n_1=3.4)} = \frac{A_1}{c_2(1-c_3d_1)d_1v_1} + \frac{K(2t+b_1)v_1^2}{c_4(1-c_3d_1)q_1(n_1-c_1)}$$

worin

$$c_1 = 0.597$$

$$c_2 = 18532.8$$

$$c_3 = 0.00017$$

$$c_4 = 171283.81.$$

Werden die numerischen Werthe aus der Tab. I, Anhang 3, 7, 8 eingesetzt, so erhält man die Zugskosten

$$x_{(n=4.0)} = \frac{0.0914585}{v} + 0.1226778 v^2 \text{ in Kreuzer pro Tonnen-Kilometer,}$$

$$x_{(n_1=3.4)} = \frac{0.0875950}{v_1} + 0.14301 v_1^2 \text{ " " " " " "}$$

woraus für verschiedene Geschwindigkeiten die Zugkosten der beiden Kähne sich berechnen lassen.

X. Charakteristik der Kurven.

Setzt man der Kürze wegen

$$\frac{A}{c_2(1-c_3d)d} = \alpha$$

und

$$\frac{K(2t+b)}{c_4(1-c_3d)q(n-c_1)} = \beta,$$

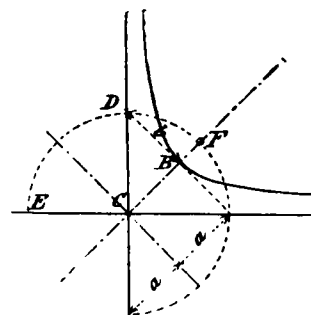
so reduziert sich die Gleichung I auf die Form

$$x = \frac{\alpha}{v} + \beta v^2,$$

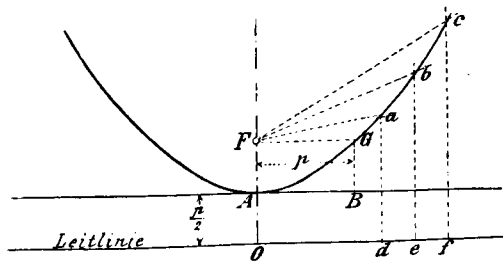
worin $\frac{\alpha}{v}$ die jährlichen Auslagen für den Kahn darstellen und durch die Asymptoten-Gleichung einer gleichseitigen Hyperbel sich ausdrücken, deren Halbachsen sich aus $a = b = \sqrt{2\alpha}$ berechnen.

Für den kleinen Kahn ($n = 4.0$) wird $\alpha = 0.0914585$, und $a = 0.427685$, ebenso für den grossen Kahn ($n_1 = 3.4$) $\alpha_1 = 0.087595$, und $a_1 = 0.418555$.

Der zweite Summand der Gleichung I βv^2 drückt die jährlichen Kosten für die Zugkraft aus und lässt sich durch die Ordinaten einer Parabel darstellen, deren Scheitel mit dem



Koordinatenanfang und deren Achse mit der Ordinatenachse zusammenfällt. Der Parameter bestimmt sich aus $p = \frac{1}{2\beta}$.



Für den kleinen Kahn ($n=4.0$) ist $\beta = 0.1226785$, woraus $p = 4.075694$, für den grossen Kahn ($n=3.4$) ist $\beta_1 = 0.14301$, woraus $p_1 = 3.496161$ wird.

Die Zugskostenkurve x ist eine Kurve dritter Ordnung, die sich mittelst der numerischen Rechnungsergebnisse (Tab. II) graphisch konstruieren lässt (Taf. VIII und IX Fig. 4 und 5). Dieselbe verläuft bei kleinen Fahrgeschwindigkeiten asymptotisch mit der Kurve der Kahnkosten und bei grösseren Geschwindigkeiten mit jener der Zugkraftkosten gleichfalls asymptotisch, woraus der Schluss zu ziehen ist, dass nach Maassgabe der Fahrgeschwindigkeit entweder die Kahnkosten oder die Kosten für die Zugkraft überwiegend auf die Höhe der Zugkosten selbst einwirken.

XI. Einfluss der Summanden auf die Zugskosten.

Da der Einfluss der Summanden auf die Zugkosten mit der Fahrgeschwindigkeit variiert, demnach von dieser abhängig ist, so ist es von Interesse, jene Geschwindigkeit zu ermitteln, bei welcher die Einwirkung der Summanden auf die Höhe der Zugkosten gleich gross ist.

Dieser Fall tritt ein, wenn

$$\frac{\alpha}{v} = \beta v^2.$$

Hieraus ist:

$$v = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{\beta}}$$

Werden die Werthe für α und β eingesetzt, so hat man für den kleinen Kahn ($n=4.0$)

$$v = \sqrt[3]{9.2422 \frac{A}{K} \frac{q(n-c_1)}{d(2t+b)}}$$

und für den grossen Kahn ($n_1=3.4$)

$$v = \sqrt[3]{9.2422 \frac{A_1}{K} \frac{q_1(n_1-c_1)}{d_1(2t+b_1)}}$$

Die numerische Berechnung ergibt:

für $v = 0.90674 m$ und für $x = 0.2017 kr. pro 1 tkm$ ebenso
 „ $v_1 = 0.84925 m$ „ „ „ $x_1 = 0.2063$ „ „ 1 „

es tritt sonach die Gleichwerthigkeit der beiden Summanden bei den verschiedenen Kähnen nur bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten ein.

XII. Bestimmung der relativen Fahrgeschwindigkeiten der Kähne, bei welchen die Zugkosten ein Minimum werden.

Aus der Gleichung I hat man:

$$x = \frac{\alpha}{v} + \beta v^2,$$

den Differenzial-Quotienten dieser Funktion nach v gleich Null gesetzt, hat man:

$$\frac{dx}{dv} = -\frac{\alpha}{v^2} + 2\beta v = 0.$$

oder

$$v^3 = \frac{\alpha}{2\beta}$$

und da der zweite Differenzial-Quotient positiv wird, so ist thatsächlich für diesen Werth das Minimum für x vorhanden; es ergibt sich daher, wenn die Werthe α und β eingesetzt werden für den kleinen Kahn ($n=4.0$):

$$x_{\min.} \text{ wenn } v = \sqrt[3]{4.6211 \frac{A}{K} \frac{q(n-c_1)}{d(2t+b)}}$$

und für den grossen Kahn ($n_1=3.4$)

$$x_{1\min.} \text{ wenn } v_1 = \sqrt[3]{4.6211 \frac{A_1}{K} \frac{q_1(n_1-c_1)}{d_1(2t+b_1)}}$$

und numerisch durchgeführt:

für $v = 0.71968 m$ $x_{\min.} = 0.1906 kr. pro 1 tkm$ und

„ $v_1 = 0.67405 m$ $x_{1\min.} = 0.1949$ „ „ 1 „

hieraus folgt, dass auch das Minimum der Zugkosten bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten eintritt, und dass die kleinsten Zugkosten des grossen Kähnes stets höher als die des kleinen Kähnes ausfallen. Die Zugskostenkurven müssen sich sonach in einem Punkte schneiden, in welchem sowohl die Fahrgeschwindigkeiten als auch die Zugkosten beider Kähne gleich gross sind.

XIII. Bestimmung der gemeinschaftlich gleich grossen Fahrgeschwindigkeit beider Kähne, bei welcher ihre Zugkosten gleich hoch sind.

Man hat hierfür die Bedingung $x = x_1$ und $v = v_1$ also

$$\frac{\alpha}{v} + \beta v^2 = \frac{\alpha_1}{v} + \beta_1 v^2,$$

woraus

$$v = \sqrt[3]{\frac{\alpha - \alpha_1}{\beta_1 - \beta}} \dots \dots \dots (IV)$$

sich als jene Fahrgeschwindigkeit ergibt, bei welcher die Zugkosten beider Kähne gleich hoch sein werden. (Schnittpunkt der Zugkostenkurven Taf. VIII und IX, Fig. 4 und 5.)

Die numerischen Werthe eingeführt, ergibt:

$v = v_1 = 0.5749 m$ und $x = x_1 = 0.1996 kr. pro 1 tkm$.

XIV. Bestimmungen der relativen Schiffsleistungen bei gleichen Fahrgeschwindigkeiten.

Wie wir soeben ermittelt haben (Anhang XIII) sind für den Schnittpunkt der beiden Zugkostenkurven sowohl die Fahrgeschwindigkeiten als auch die Zugkosten beider Kähne gleich hoch, es wird daher für diesen Fall die Kahnleistung als das einzige Kriterium für die Bevorzugung des einen Kähnes vor dem anderen anzusehen sein.

Ueber diesen Schnittpunkt hinaus ändern sich die Verhältnisse nur insofern, als die Zugskosten des grossen Kahn's höher als die des kleinen Kahn's ausfallen, während die Differenz der Schiffsleistungen konstant zu Gunsten des ersteren grösser bleiben (Taf. IX, Fig. 5). Die Schiffsleistung ist nämlich eine Funktion der Fahrgeschwindigkeit des Kahn's und dessen Tragfähigkeit, in Folge dessen repräsentiren sich die Leistungskurven als gerade Linien, welche im Nullpunkte des Ordinatensystemes, wo die Fahrgeschwindigkeit Null ist, sich schneiden.

Wie aus der Entwicklung der Gleichung I sich ergibt, ist:

$$\left. \begin{aligned} L &= c_2 (1 - c_3 d) d v \\ \text{und} \\ L_1 &= c_2 (1 - c_3 d_1) d_1 v_1 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{(V)}$$

werden für d und d_1 aus der Tab. I die Werthe eingesetzt so ergeben sich:

für den kleinen Kahn ($n = 4.0$) $L = 9,096.569 v \text{ tkm}$ und
 „ „ grossen „ ($n = 3.4$) $L_1 = 10,516.800 v_1$ „

Wenn nun in Gleichung V die Bedingung eingeführt wird, dass die Fahrgeschwindigkeiten gleich sein sollen ($v = v_1$), so ergibt sich daraus:

$$L_1 = \frac{(1 - c_3 d_1) d_1}{(1 - c_3 d) d} L$$

da aber $d_1 > d$, so muss auch $L_1 > L$ sein, d. h. bei gleichen Fahrgeschwindigkeiten wird die Leistung des grossen Kahn's stets grösser als die des kleinen Kahn's ausfallen.

Wenn hingegen die Schiffsleistungen beider Kähne gleich sein sollen, dann ergibt sich aus Gleichung V:

$$v = \frac{(1 - c_3 d_1) d_1}{(1 - c_3 d) d} v_1,$$

d. h. es wird die Geschwindigkeit des kleinen Kahn's in demselben Maasse grösser sein müssen, als die Leistung des grossen Kahn's grösser ist als die des kleinen, oder mit anderen Worten: die Relation zwischen diesen Betriebsfaktoren bleibt unveränderlich dieselbe und es können in keinem Falle die Schiffsleistungen beider Kähne einander gleich sein, wenn ihre Fahrgeschwindigkeiten einander gleich sind.

Die numerische Berechnung ergibt:

$$\begin{aligned} \text{wenn } v &= v_1 \text{ dann ist } L_1 = 1.156 L \text{ und} \\ \text{„ } L &= L_1 \text{ „ „ } v = 1.156 v_1. \end{aligned}$$

XV. Bestimmungen der relativen Zugskosten der beiden Kähne, wenn ihre Leistungen gleich gross sind.

Hiebei hat man zwei Fälle zu berücksichtigen, und zwar:

1. Wenn die kleinere Leistung des kleinen Kahn's auf die grössere des grossen Kahn's gebracht werden soll, und

2. wenn die grössere Leistung des grossen Kahn's auf die des kleineren Kahn's herabgedrückt werden soll.

Für den ersten Fall hat man aus Gleichung V:

$$v = \frac{L}{c_2 (1 - c_3 d) d} \text{ und } v_1 = \frac{L_1}{c_2 (1 - c_3 d_1) d_1}$$

werden diese Werthe für v und v_1 in die Gleichung I

substituiert, so ergeben sich die relativen Zugskosten für den kleinen Kahn ($n = 4.0$):

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{A}{L} + \frac{K(2t + b) L^2}{c_2^2 c_4 (1 - c_3 d)^3 d^2 (n - c_1) q} \\ \text{und für den grossen Kahn } (n = 3.4) \\ x_1 &= \frac{A_1}{L_1} + \frac{K(2t + b_1) L_1^2}{c_2^2 c_4 (1 - c_3 d_1)^3 d_1^2 (n_1 - c_1) q_1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \text{(VI)}$$

Die Rechnungsergebnisse aus diesen Gleichungen sind in der graphischen Darstellung (Taf. VIII, Fig. 6) gegeben und ist daraus ersichtlich, dass die gleiche Leistung des kleinen Kahn's höhere Zugskosten bedingt, und zwar wachsen die letzteren mit der Grösse der Leistung, während die Differenzen der Fahrgeschwindigkeiten, unabhängig von diesen, konstant dieselben bleiben.

XVI. Bestimmung der Geschwindigkeit des grossen Kahn's, bei welcher unter Voraussetzung einer gegebenen Geschwindigkeit des kleinen Kahn's, die Zugskosten beider Kähne gleich hohe sind.

Aus der Gleichung I hat man:

$$x = \frac{a}{v} + \beta v^2 \text{ und } x_1 = \frac{a_1}{v_1} + \beta_1 v_1^2,$$

und da nach der Voraussetzung $x = x_1$ sein soll, so ergibt sich

$$x v_1 = a_1 + \beta_1 v_1^3$$

und hieraus ist

$$v_1^3 - \frac{x}{\beta_1} v_1 + \frac{a_1}{\beta_1} = 0 \dots \dots \dots \text{(VII)}$$

oder wenn

$$\frac{x}{\beta_1} = p \text{ und } \frac{a_1}{\beta_1} = q$$

gesetzt wird

$$v_1^3 - p v_1 + q = 0 \dots \dots \dots \text{(VIII)}$$

Die positiven Werthe, welche obiger Gleichung entsprechen, erhält man aus

$$v_a = 2 \sqrt{\frac{p}{3}} \sin \left(30^\circ + \frac{\varphi}{3} \right) \dots \dots \dots \text{(VIII a)}$$

und

$$v_b = 2 \sqrt{\frac{p}{3}} \cos \left(60^\circ + \frac{\varphi}{3} \right) \dots \dots \dots \text{(VIII b)}$$

wenn hierin φ aus der Gleichung

$$\cos \varphi = \frac{q}{2} \sqrt{\frac{27}{p^3}}$$

bestimmt wird.

Die Werthe v_a und v_b geben jene Fahrgeschwindigkeiten, welche der grosse Kahn erlangen muss, damit die Zugkosten, die er verursacht, jenen gleichkommen, welche der kleine Kahn bei einer gegebenen Fahrgeschwindigkeit (v) beansprucht.

Beispiel:

Wie hoch stellen sich bei einer Geschwindigkeit von $v = 1.389 m$ ($= 5.0 km$ pro Stunde) die Zugkosten x des kleinen Kahn's und wie gross ist dessen Leistung? Ferner wie gross wird die Geschwindigkeit v_1 des grossen Kahn's ausfallen für die gleichen Zugkosten pro 1 tkm und wie gross ist bei dieser Fahrgeschwindigkeit dessen Leistung?

Für $v = 1.389 m$ (siehe Tab. II, Anhang 21) ergibt Gleichung I:

$$x = 0.3025296 \text{ kr}$$

und Gleichung V:

$$L = 12.635134 \text{ tkm},$$

mithin wird Gleichung VIII:

$$v_1^3 - \frac{0.3025296}{0.14301} v_1 + \frac{0.0875950}{0.14301} = 0.$$

$$v_1^3 = \frac{c_4 (A_1 - A) (1 - c_3 d)^3 d^2 (n - c_1) (n_1 - c_1) q q_1}{K c_2 [(2t + b) (1 - c_3 d_1)^3 d_1^3 (n_1 - c_1) q_1 - (2t + b_1) d_1 (1 - c_3 d)^3 d^2 (n - c_1) q]} \dots \dots \dots \text{(IX)}$$

Die Auflösung ergibt:

$$v_a = 1.27935 \text{ m} (= 4.6 \text{ km pro Stunde}),$$

wofür aus Gleichung V:

$$L_1 = 13.453.387 \text{ tkm}$$

und

$$v_b = 0.302625 \text{ m} (= 1.09 \text{ km pro Stunde}),$$

wofür

$$L_1 = 3.182.345 \text{ tkm}.$$

Wie zu erwarten war, stimmt das Resultat mit der Voraussetzung und lässt erkennen, dass, wenn der kleine Kahn bei einer Fahrgeschwindigkeit von 5.0 km pro Stunde, Zugskosten in der Höhe von 0.3025 kr. pro 1 tkm verursacht, dann wird der grosse Kahn schon bei der Fahrgeschwindigkeit von 4.6 km die gleichen Zugskosten beanspruchen, hingegen sind dessen Leistungen um 818.253 tkm grösser. *)

Für den vorliegenden Fall haben wir:

$$v = 1.389 \text{ m und } L = 12.635.134 \text{ tkm}$$

$$v_1 = 1.279 \text{ „ „ } L_1 = 13.453.387 \text{ „ „}$$

$$\text{Differenz } v - v_1 = 7.92\% \text{ und } L_1 - L = 6.48\%,$$

d. h. trotzdem die Fahrgeschwindigkeit des grossen Kahn es um ca. 8% kleiner ist, so ist dennoch seine Leistung bei gleichen Kosten um 6 1/2% grösser, als die des kleinen Kahn es, man hat daher die grössere Leistung auf Kosten der Fahrgeschwindigkeit erzielt, ein Umstand, welcher deshalb Berücksichtigung verdient, weil er zu der Erwägung führt: ob nicht auf Kosten der Fahrgeschwindigkeit, also durch Zeitverlust, welcher im Wassertransporte ohnedies nicht von maassgebender Bedeutung ist, Vortheile erzielt werden können, welche schwer in's Gewicht fallen.

XVII. Bestimmung der relativen Fahrgeschwindigkeit beider Kähne, wenn ihre Zugkosten, sowie ihre Leistungen einander gleich sind.

Unter diesen Voraussetzungen ist nach Gleichung I

$$\frac{\alpha}{v} + \beta v^2 = \frac{\alpha_1}{v_1} + \beta_1 v_1^2$$

ebenso ist nach Gleichung V:

$$c_2 (1 - c_3 d) d v = c_2 (1 - c_3 d_1) d_1 v_1$$

hieraus ist

$$v = \frac{(1 - c_3 d_1) d_1}{(1 - c_3 d) d} v_1 = \delta v_1$$

*) Obgleich in jedem in Betracht gezogenen Falle, für je eine Fahrgeschwindigkeit des kleinen Kahn es aus den Gleichungen VIII a und VIII b, zwei Geschwindigkeiten des grossen Kahn es sich ergeben, bei welchen die von beiden Kähnen beanspruchten Zugkosten gleich hoch sind, so sind doch für praktische Zwecke nur jene Fälle im Auge zu behalten, bei welchen die Leistungen beider Kähne sich beiläufig in derselben Höhe halten.

diesen Werth in die obige Gleichung eingesetzt und nach v_1 aufgelöst, gibt:

$$v_1^3 = \frac{\alpha_1 \delta - \alpha}{\delta (\beta \delta^2 - \beta_1)}$$

und die bekannten Werthe für α , α_1 , β , β_1 und δ substituirt, erhält man:

Die numerische Berechnung ergibt:

$$\text{für den kleinen Kahn } (n = 4.0) \quad v = 0.8554 (3.08 \text{ km})$$

$$\text{für den grossen Kahn } (n = 3.4) \quad v_1 = 0.7399 (2.66 \text{ km})$$

$$\text{Differenz } v - v_1 = 13.5\%$$

XVIII.

Bestimmungen des Querschnittsverhältnisses

$$n_n = \frac{Q_1}{q_1}$$

unter der Voraussetzung, dass die Leistungen und Zugskosten des grossen Kahn es dieselben sind, wie jene des kleinen Kahn es, dessen Querschnittsverhältniss, wie früher, $n = 4.0$ und dessen Fahrgeschwindigkeit gegeben ist.

Wenn $L = L_1$ sein soll, hat man aus Gleichung V:

$$c_2 (1 - c_3 d) d v = c_2 (1 - c_3 d_1) d_1 v_1$$

und da nach der Voraussetzung die Fahrgeschwindigkeit bekannt ist

$$v_1 = \frac{(1 - c_3 d) d}{(1 - c_3 d_1) d_1} v$$

und da auch die Zugkosten der Kähne einander gleich sind, so ist nach Gleichung I:

$$\frac{\alpha}{v} + \frac{p v^2}{(n - c_1)} = \frac{\alpha_1}{v_1} + \frac{p_1 v_1^2}{(n_n - c_1)}$$

wenn

$$p = \frac{K(2t + b)}{c_4 (1 - c_3 d) q} \text{ beziehungsweise } p_1 = \frac{K(2t + b_1)}{c_4 (1 - c_3 d_1) q_1}$$

und α sowie α_1 die früher dafür gesetzten Werthe repräsentiren. Da $n = 4.0$ und v_1 durch v ausgedrückt ist, so verwandelt sich durch Substitution der obigen Werthe die Gleichung in:

$$\frac{\alpha}{v} + \frac{p v^2}{(4 - c_1)} = \frac{\alpha_1 (1 - c_3 d_1) d_1}{(1 - c_3 d) d v} + \frac{p_1 (1 - c_3 d)^2 d^2 v^2}{(1 - c_3 d_1)^2 d_1^2 (n_n - c_1)}$$

Die Werthe für α , α_1 , p und p_1 eingesetzt und nach n_n die Gleichung aufgelöst, hat man:

$$n_n = c_1 + \frac{K(2t + b_1) (1 - c_3 d)^3 d^3 (4 - c_1) v^3 c_2 q}{(1 - c_3 d_1)^3 d_1^2 q_1 [K(2t + b) d v^3 c_2 - (4 - c_1) (A_1 - A) c_4 q]} \text{ (X)}$$

als jenes Querschnittsverhältniss, bei welchem der grosse Kahn dieselbe Leistung hat und die gleichen Zugkosten verursacht, als wenn der kleine Kahn bei der als gegeben vorausgesetzten Fahrgeschwindigkeit v , auf einem Kanale sich bewegt, für welchen sein Querschnittsverhältniss $n = 4.0$ ist.

Da aber $n_n = \frac{Q_1}{q_1}$ und da q_1 unverändert den Querschnitt des grossen Kahn es bedeutet, so kann, nachdem n_n numerisch bestimmt worden ist, der neue aber verkleinerte Kanalquerschnitt Q_1 für jede Fahrgeschwindigkeit v berechnet werden, mit welcher der kleine Kahn auf dem grösseren Kanale fährt.

Für den vorliegenden Fall ergibt die Rechnung, wenn v gegeben ist:

für den kleinen Kahn ($n = 4.0$)	für den grossen Kahn
$v = 1.389 \text{ m} (= 5.0 \text{ km pro Stunde})$	$v_1 = 1.2016 \text{ m} (= 4.325 \text{ km pro Stunde})$
$x = 0.3026 \text{ kr. pro 1 tkm.}$	$x_1 = 0.3026 \text{ kr. pro 1 tkm.}$
$L = 12,635.710 \text{ tkm.}$	$L_1 = 12,635.710 \text{ tkm.}$
$n = 4.0$	$n_n = 3.116$
$Q = 40.0 \text{ m}^2$	$Q_1 = 36.675 \text{ m}^2$

$$\text{oder } Q - Q_1 = 3.325 \text{ m}^2 = 8.3 \%,$$

d. h. trotz einer Verminderung des Kanalquerschnittes um 8.3 % werden die Zugskosten und die Leistungen des grossen Kahnes nicht höher ausfallen als diejenigen des kleinen Kahnes, welcher auf einem Kanale fährt, dessen Normalquerschnitt vom Kongresse mit 40 m^2 bemessen wurde, was indess aber nur dann der Fall sein wird, wenn der grosse Kahn mit einer um $13\frac{1}{2}\%$ kleineren Geschwindigkeit fährt als der kleine Kahn, somit einen Zeitverlust erleidet.

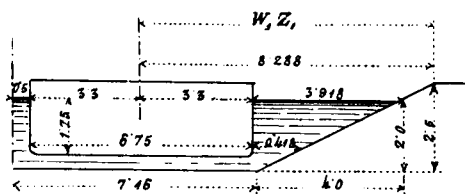
XIX. Bestimmung der Zugmodalitäten auf dem verengten Kanale ($n_n = 3.116$).

Nach dem Beschlusse des Kongresses soll das Normalquerprofil eine Sohlenbreite $B = 16.0 \text{ m}$, eine Wassertiefe $t = 2.0 \text{ m}$ und ein Böschungsverhältniss wie 1:2 erhalten.

Diese Dimensionen ergeben für den Kanal einen Querschnitt $Q = 40.0 \text{ m}^2$.

Aus der Darstellung im Anhang 18 ergibt sich aber, dass man für den grossen Kahn mit einem Kanalquerschnitt von $Q_1 = 36.675 \text{ m}^2$ das Auslangen findet. Für diesen verengten Querschnitt erhält man, unter Beibehaltung einer gleichen Wassertiefe und desselben Böschungsverhältnisses, eine Kanalsohlenbreite $B_1 = 14.337 \text{ m}$ und eine Breite des Wasserspiegels von 22.337 m . Wird die Tauchung der Kähne mit 1.75 m festgehalten, so hat man in dieser Tauchtiefe eine Kanalbreite von 15.337 m die Kahnbreite $b_1 = 6.75$ und bei einer

Kreuzung	$2b_1 = 13.500 \text{ „}$
verbleibt bei einer Kreuzung zweier Kähne	
eine freie Kanalbreite von	1.837 m
Hiervon ab der nothwendige Zwischenraum	
zwischen den sich kreuzenden Kähnen	$= 1.000 \text{ „}$
verbleibt ein an beiden Ufern freier	
Zwischenraum von	0.837 m
oder an jedem Ufer ein Raum zwischen Kahn und Böschung	
von 0.418 m .	



Es fragt sich nun, wie lange die Zugsleine auf dem verengten Kanale sein muss, damit bei diesem Abstände vom Ufer die Zugmodalitäten dieselben seien, wie auf dem Erie-Kanale zur Zeit der Widerstandsmessungen von E. Sweet, welche dieser Abhandlung zu Grunde gelegt wurden.

Mit Bezug auf die oben (Anhang 6) gegebene Darstellung der Zugmodalitäten auf dem Erie-Kanale haben wir den Widerstand des Wassers in der Richtung des Kahnes $W = Z \cos \alpha$, worin Z die am Seile l ausgeübte Zugkraft und α der Winkel ist, unter welchem der Zug ausgeübt wurde; hieraus ist

$$\cos \alpha = \frac{W}{Z}$$

und wenn wir denselben Zugswinkel wie am Erie-Kanale beibehalten, so haben wir wie oben

$$\cos \alpha = 0.98045 \text{ und } \alpha = 11^\circ 21'.$$

Bei einem Abstände des Kahnes von der Uferböschung von 0.418 m ergibt sich die Distanz $W_1 Z_1 = 8.288 \text{ m}$; es ist aber

$$W_1 Z_1 = l_1 \sin \alpha;$$

hieraus ist

$$l_1 = \frac{8.293}{\sin 11^\circ 21'} = 42.11 \text{ m.}$$

demnach ist das Zugseil gerade so lang als am Erie-Kanale.

Reduktion der Fahrgeschwindigkeiten auf dem verengten Kanale, wenn die grossen Kähne sich kreuzen.

Wenn keine Kreuzung stattfindet, ist der Widerstand

$$P = \frac{5.41 n^2 S}{n_n - 0.597},$$

worin für den vorliegenden Fall

$$\frac{Q_1}{Q_n} = n_n = \frac{36.675}{11.77} = 3.116, S = 554.07 \text{ m}^2 \text{ und } v = 1.20159 \text{ m};$$

hieraus ergibt sich

$$P = 1717.9 \text{ kg.}$$

Bei der Kreuzung müssen zwei Fälle unterschieden werden:

1. Wenn beide Kähne bei voller Tauchung kreuzen.

In diesem Falle ist

$$v_n^2 = \frac{(n_n - 0.597)}{5.41 S_n} P$$

worin

$$n_n = \frac{Q_1}{2 Q_n} = 1.545 \text{ und } (n_n - 0.597) = 0.948 \text{ und für } S_n = 2S = 1108.02; \text{ dies ergibt}$$

$$v_n = 0.521 \text{ m} (1.87 \text{ km pro Stunde})$$

oder eine Reduktion von $56\frac{1}{2}\%$ gegen die normale Fahrgeschwindigkeit.

2. Wenn die Kähne bei ungleichen Tauchungen kreuzen.

Da die Rückfrachten selten mehr als 25 % der Tragfähigkeit betragen, so werden die Kähne auf dem Rückwege im Durchschnitte mit nicht mehr als ein Viertel ihrer vollen Tauchung fahren, es wird daher der eine Kahn die volle und der andere bei der Kreuzung bloss eine Viertel-tauchung besitzen, wir haben für diesen Fall

$$q_n = 14.71 \text{ m}^2, n_n = 2.493 \text{ und } (n_n - c_1) = 1.896 \text{ und } S_n = 692.51 \text{ m}^2 \text{ zu setzen und erhalten}$$

$$v_n = 0.932 \text{ m} (3.36 \text{ km pro Stunde})$$

oder eine Reduktion von bloss $22\frac{1}{2}\%$ der ursprünglichen

XXI. Konstruktionswerthe für die Kurven der Zugskosten und Leistungen verschiedener Schiffstypen auf einem und demselben Kanale.

Tabelle II.

Fahr- geschwindigkeit pro		Q u o t e $\frac{\alpha}{v}$				Q u o t e βv^2				Effektive Zugskosten $x = \frac{\alpha}{v} + \beta v^2$		Diffe- renz der Zugs- kosten	Jährliche Leistung eines Kahn		Differenz der Leistungen zu Gunsten von
Stunde	Sekunde	Effektive Kahnkosten		Antheil an den Zugskosten		Effektive Kosten für die Zugkraft		Antheil an den Zugskosten		$x = \frac{\alpha}{v} + \beta v^2$			n = 4·0 n = 3·4		
km	m	kr. pro 1 tkm		in Prozenten		kr. pro 1 tkm		in Prozenten		kr. pro 1 tkm		in Prozent	in Tonnenkilometer		in Proz.
1·000	0·278	0·32898	0·31509	97·15	96·6	0·00948	0·01105	2·85	3·4	0·3385	0·32614	Zu Gunsten des Kahn n ₁ = 3·4 Zu Gunsten des Kahn n = 4·0	2,528.800	2,923.300	15·6 %
1·089	0·302625	0·30221	0·28945			0·011235	0·01309			0·3135	0·30254		2,752.800	3,182.345	"
1·096	0·30433	0·30051	0·28782			0·01136	0·01325			0·3119	0·30107		2,768.400	3,200.326	"
1·250	0·349	0·2605	0·25099	94·5	93·5	0·01494	0·017419	5·5	6·5	0·2754	0·26841		3,174.700	3,670.000	"
1·500	0·417	0·21932	0·21006	91·38	89·4	0·02133	0·02487	8·62	10·6	0·2407	0·23493		3,793.300	4,385.100	"
1·750	0·486	0·18818	0·18024	86·64	84·2	0·028976	0·03378	13·36	15·8	0·2172	0·21402		4,420.900	5,110.600	"
1·981	0·55026	0·16621	0·15919	81·2	78·1	0·037145	0·043302	18·8	21·9	0·2034	0·20249		5,005.500	5,786.400	"
2·000	0·555	0·16462	0·15767			0·03786	0·04414			0·2025	0·20181		5,053.700	5,842.100	"
2·041	0·567	0·1613	0·15449			0·03944	0·04598			0·2007	0·20047		5,157.800	5,962.400	"
2·069	0·5749	0·15908	0·15236			0·04054	0·04727			0·19963	0·19963		5,229.700	6,045.620	"
2·095	0·582	0·15714	0·15051			0·04155	0·04844			0·1987	0·19895	5,294.300	6,120.100	"	
2·128	0·59099	0·15475	0·14822			0·04285	0·04995			0·1976	0·1982	5,376.100	6,214.700	"	
2·221	0·617024	0·14822	0·14196			0·046707	0·05445			0·1949	0·19641	5,612.800	6,488.500	"	
2·239	0·622	0·1470	0·14083			0·04746	0·05533			0·1945	0·19616	5,658.100	6,540.700	"	
2·250	0·625	0·14633	0·14015	75·3	71·5	0·04792	0·05586	24·7	28·5	0·1943	0·19601	5,685.300	6,572.300	"	
2·416	0·671	0·1363	0·13054			0·05524	0·06439			0·1915	0·19493	6,103.800	7,056.000	"	
2·426 ⁴⁾	0·67405	0·13568	0·12995		66·7	0·05574	0·064976		33·3	0·1914	0·19492	6,131.600	7,088.200	"	
2·500	0·694	0·13178	0·12621	69·3	64·7	0·05908	0·06888	30·7	35·3	0·1909	0·19509	6,613.000	7,297.800	"	
2·527	0·702	0·13028	0·12478			0·060456	0·07048			0·1907	0·19526	6,385.800	7,382.000	"	
2·588 ³⁾	0·71968	0·12705	0·12171	66·8		0·06354	0·07407	33·2		0·1906	0·19578	6,546.670	7,567.900	"	
2·590	0·720									0·1958		7,578.880		"	
2·660	0·7399									0·1967		7,781.200		"	
2·729	0·758	0·12065	0·11556			0·070486	0·08217			0·1911	0·1977	6,895.200	7,970.900	"	
2·750	0·76455	0·11962	0·11457	62·4	57·8	0·071711	0·08360	37·6	42·2	0·1913	0·1982	6,954.900	8,039.800	"	
2·935	0·815198	0·11219	0·10745			0·081544	0·095037			0·1937	0·20249	7,415.500	8,572.300	"	
2·977	0·827	0·11059	0·10592			0·08390	0·097809			0·1945	0·20373	7,522.900	8,696.400	"	
3·000	0·833	0·10979	0·10516	56·6	51·4	0·08513	0·09923	43·4	48·6	0·1949	0·20439	Zu Gunsten des Kahn n = 4·0 Zu Gunsten des Kahn n ₁ = 3·4	7,578.880	8,759.500	"
3·030	0·841									0·2053			8,841.900		"
3·056 ²⁾	0·84925	0·10769	0·10314	50·0		0·088848	0·10314		50·0	0·1962	0·20628		7,720.000	8,930.590	"
3·080	0·8553									0·1967			7,781.200		"
3·139	0·872	0·10488	0·10045			0·09328	0·10874			0·1982	0·20919		7,932.200	9,169.600	"
3·161	0·878	0·10416	0·099766			0·09457	0·11024			0·1987	0·21001		7,986.800	9,232.700	"
3·250	0·903	0·10128	0·097005	50·2	45·4	0·10003	0·11661	49·8	54·6	0·2013	0·21362		8,214.200	9,495.600	"
3·258 ¹⁾	0·90674	0·10086	0·09660	50·0		0·10086	0·11758	50·0		0·2017	0·21418		8,248.280	9,535.000	"
3·359	0·933	0·09803	0·09388			0·10679	0·12449			0·2048	0·21838		8,487.100	9,811.100	"
3·460	0·961									0·2232			10,106.000		"
3·467	0·963									0·2087		8,759.500		"	
3·500	0·972	0·09409	0·090118	44·7	40·0	0·1159	0·13511	55·3	60·0	0·2100	0·22523	8,841.900	10,221.000	"	
3·660	1·015									0·2337		10,677.100		"	
3·750	1·042	0·08777	0·08406	39·6	36·0	0·1332	0·15528	60·4	64·0	0·2210	0·23934	9,478.600	10,957.000	"	
3·890	1·081									0·2482		11,371.000		"	
4·000	1·111	0·0820	0·07884	35·0	30·7	0·1515	0·17652	65·0	69·3	0·2337	0·25536	Zu Gunsten des Kahn n = 4·0 Zu Gunsten des Kahn n ₁ = 3·4	10,106.000	11,683.000	"
4·040	1·123									0·2362			10,221.000		"
4·120	1·148									0·2649			12,077.300		"
4·250	1·180	0·0775	0·07423	31·4	27·1	0·17082	0·19913	68·6	72·9	0·2483	0·27336		10,734.000	12,409.000	"
4·325	1·20159	0·076114	0·072899			0·17713	0·20648			0·25324	0·2794		10,930.000	12,635.134	"
4·500	1·250	0·07317	0·070076	27·6	23·7	0·19168	0·22345	72·4	76·3	0·2649	0·29353		11,371.000	13,144.000	"
4·606	1·27935	0·071488	0·068469			0·20079	0·23407			0·2723	0·30254		11,638.000	13,453.387	"
4·750	1·319	0·069339	0·06641	24·7	21·0	0·21343	0·2488	75·3	79·0	0·2828	0·31521		11,999.000	13,870.000	"
5·000	1·389	0·06585	0·063063	21·8	18·6	0·23669	0·27591	78·2	81·4	0·30254	0·33897	Zu Gunsten des Kahn n = 4·0 Zu Gunsten des Kahn n ₁ = 3·4	12,635.134	14,606.000	15·6 %
5·200	1·445									0·31944			13,144.000		"
5·780	1·605									0·37227			14,606.000		"

Anmerkungen: 1) Für den Kahn $n = 4·0$ ist bei dieser Fahrgeschwindigkeit $\frac{\alpha}{v} = \beta v^2$.

2) " " " $n_1 = 3·4$ " " " $\frac{\alpha_1}{v_1} = \beta_1 v_1^2$.

3) " " " $n = 4·0$ sind die Zugskosten x ein Minimum.

4) " " " $n_1 = 3·4$ " " " x_1 " "

Fahrtgeschwindigkeit; und zwar für den ersten Fall, in welchem die 57·5 m langen Kähne mit bloß 0·521 m pro Sekunde sich bewegen, während eines Zeitraumes von

$$\frac{57.5 \times 2}{0.521} = 3.7 \text{ Minuten}$$

und im zweiten Falle in einem Zeitraume von

$$\frac{57.5 \times 2}{0.932} = 2.05 \text{ Minuten.}$$

XX. Betriebsergebnisse auf den französischen Kanälen.

Wie früher schon angeführt wurde (Anhang 3, Anmerkung) stimmt die den französischen Kähnen zugerechnete Tragfähigkeit nicht mit jener Dimension, die ein solcher Kahn besitzen muss, um die auf diesen Kanälen bestehenden Schleusen passieren zu können. Diese letzteren gestatten den Durchgang von Kähnen, die bei einer Tauchung von 1·80 m einen Querschnitt von $q = 8.95 \text{ m}^2$ und eine Länge von 38·50 m besitzen. Solche Kähne besäßen selbst, wenn sie in der Form von rechteckigen Kähnen gebaut wären, ein Displacement von nicht mehr als 344·5 t; und da die Nutzlast angeblich 300 t beträgt, so verbleibt für das Eigengewicht nicht mehr als 15% der Nutzlast, was selbst dann nicht der Fall sein könnte, wenn dieselben aus Eisen hergestellt sein würden, es müsste denn sein, dass das Eigen-

gewicht auf Kosten der Solidität herabgedrückt worden wäre. Für unseren Zweck ist es übrigens gleichgültig, welche Form und welchen Tonnengehalt diese sogenannten „Pinasse flamand“ besitzen, da wir ohnedies, um einen richtigen Vergleich anstellen zu können, auf die amerikanische Schiffstypen angewiesen und daher gezwungen sind, nach diesem Modell einen Kahn zu dimensionieren, welcher die französischen Schleusen zu passieren vermag, um aus dessen Betriebsergebnissen Vergleichsdaten zu erhalten, welche denen, die wir für den „grossen“ und „kleinen“ bereits entwickelt haben, gegenübergestellt werden können.

In dieser Weise entstanden die für französischen Kähne in Tab. I (Anhang 3) angeführten Dimensionen, und da die Fahrtgeschwindigkeit auf den französischen Kanälen kaum 3·0 km pro Stunde übersteigt, so stellen sich, wenn die Rechnung ähnlich wie oben (Gleichung I, Anhang 9) durchgeführt wird, die Zugskosten bei dieser Geschwindigkeit:

Auf französisch. Kanäle ($n = 2.9$) $x = 0.2579 \text{ kr. pro } 1 \text{ tkm}$
 Bei Kanälen ($n = 4.0$) $x = 0.1949 \text{ „ „ „}$
 „ „ ($n = 3.4$) $x = 0.2044 \text{ „ „ „}$
 „ „ ($n = 3.116$) $x = 0.2155 \text{ „ „ „}$

oder um 32%, respective 26% und 20% schlechter, als bei den Kanälen mit günstigeren Querschnittsverhältnissen. Ein weiterer Vergleich hätte keinen anderen als bloß theoretischen Werth.

Projekt für die Erweiterung des neuen Hafens in Triest und die Ergänzung der Betriebseinrichtungen.*)

Von Friedrich Bömches.

(Mit Zeichnungen auf Taf. X.)

Die für das Jahr 1889 bestimmte Aufhebung des Triester Freihafens erheischt die Vergrößerung der vor kaum drei Jahren beendigten neuen Hafenanlage. Es handelt sich um die Verlängerung der Kaimauern und die Vermehrung der Lagerräume, da die heutige Ausdehnung der einen wie der anderen den neuen Bedürfnissen nicht mehr genügt, welche durch die Aufhebung des Freihafens geschaffen wurden. Ausser der Vermehrung dieser für Schifffahrt und Handel nothwendigen Elemente ist aus betriebstechnischen Rücksichten für eine Anschüttungsfläche von solcher Ausdehnung zu sorgen, um auf derselben einen Rangirbahnhof für die abgehenden und ankommenden Waarenzüge zu errichten.

Die Schaffung dieser drei Elemente kann nur durch Vergrößerung des neuen Hafens im Sinne der ursprünglichen, nach den Beschlüssen der Triester Kommission vom Jahre 1862 geplanten Anlage erfolgen, d. h. durch Anfügung von neuen Bassins in der südöstlichen Hälfte der Rhede (gegen den Leuchthurm zu). Die Gründe, welche für die systematische Fortsetzung des kommissionellen Projektes sprechen, bestehen nicht nur in der jedes Jahr mehr

zu Tage tretenden Unzulänglichkeit der Kaistrecken der alten Rhede, sondern auch in einem wichtigen, den Handelsinteressen dienendem Prinzip.

Die Unzulänglichkeit der alten Rhede dokumentirt sich durch den auffälligen Zustand der Kaimauern, die ungenügenden Wassertiefen und vor Allem durch den Mangel an Lagerflächen längs derselben. Die Beseitigung dieser Uebelstände wird mit dem zunehmenden Verkehr immer dringender. Das bereits vor 20 Jahren erkannte Bedürfniss, die Kai- und Molenmauern zu verbreitern, sowie die Tiefen längs derselben zu vermehren (siehe die in den Archiven des k. k. Handelsministeriums befindlichen Referate und Pläne der kommissionellen Berathungen von 1862 und 1863) tritt heute umso mächtiger hervor, als zur Herstellung des Verbindungsgeleises zwischen den Stationen der Südbahn und St. Andrea (Station der Linie Hergelje-Triest) eine Verbreiterung der Ufermauern längs der alten Rhede über kurz oder lang nothwendig werden wird.

Und das den Handelsinteressen dienende Prinzip erfordert die möglichste Konzentrirung des gesamten Handels- und Schifffahrtsverkehrs in den Grenzen der heutigen Rhede. Die dadurch gebotenen Vortheile sind in die Augen springend und finden auch an anderen Hafenplätzen ihre verdiente Würdigung. So hat Genua die alte Rhede durch Verbreiterung der Landflächen und durch den Einbau von Moli in einen modernen Hafen verwandelt, so hat Marseille

*) Wir hoffen den g. Lesern in einem der nächsten Hefte dieser Zeitschrift auch jenen Plan der Triester Hafenerweiterung vorführen zu können, welchen die vom h. Handelsministerium im Jahre 1884 zur Berathung der definitiven Ausgestaltung des neuen Triester Hafens einberufene Kommission angenommen hat.

die neuen Hafenprojekte im Süden der Stadt verworfen und sich für die Vergrößerung der bereits im Norden bestehenden Anlage durch Anfügung neuer Bassins entschieden. Mit Rücksicht auf diese Thatsachen wäre es ein arges Verkennen der Handelsinteressen des Triester Platzes, wollte man der schon seit längerer Zeit herrschenden Strömung des grossen Publikums nachgeben und die Anlage neuer Hafenbassins in die Bucht von Muggia verlegen.

Dieses vorausgeschickt, gehen wir zur Erörterung des von uns verfassten Projektes für die Erweiterung des neuen Hafens über, nachdem wir zuerst die in Taf. X, Fig. 1, dargestellte Situation des gegenwärtigen Zustandes kurz skizzirt haben werden.

Hier ist bezüglich der baulichen Anlage zu bemerken, dass zwischen dem Molo III des neuen Hafens und dem Molotale der alten Rhede sich Steinwürfe befinden. Diese vor zwölf Jahren in den Meeresboden gebetteten Steinwürfe sollten das Fundament der Kaimauern des dritten grossen Bassins der ursprünglichen Anlage bilden, wurden jedoch in dem Momente überflüssig, als durch die im Jahre 1879 erfolgte Aenderung des Projektes das fragliche Bassin aufgegeben und durch das für feuergefährliche Artikel bestimmte, sogenannte Petroleumbassin an der Nordseite des Hafens ersetzt wurde.

Bezüglich der Betriebseinrichtungen des neuen Hafens ist zu betonen, dass dieselben auf Grund kommissioneller Berathungen von 1876 und 1879 versuchsweise nur auf circa ein Drittel der Hafenfläche mit dem Vorbehalte ausgeführt wurden, auf die restlichen zwei Drittel diejenigen Modifikationen einzuführen, welche in Folge der zu machenden Erfahrungen sich als zweckmässig empfehlen würden.

Die bisherigen Erfahrungen lauten dahin, dass die generelle Anlage für die Gruppierung der zum Betriebe nöthigen Elemente, als: Strassen, Geleise, Lagerhäuser, Waarenschuppen, Krahne den Bedürfnissen des Platzes im Wesentlichen entspricht. Was jedoch die Typen für Waarenschuppen, Lagerhäuser und Krahne betrifft, so ist Folgendes zu bemerken (siehe Taf. X, Fig. 2 und 3):

Die auf dem Molo II errichteten Schuppen (die Hälfte dieses Molo wurde versuchsweise nach Hamburger Muster eingerichtet) entsprechen so ziemlich ihrem Zwecke und gestatten die gleichzeitige Benützung von Bahn- und Streifwägen für die per mare ankommenden und abgehenden Waaren. Nur hat sich die Tiefe, resp. die Breite der Bodenfläche als ungenügend für die rasche Entladung grosser (englischer) Waarendampfer erwiesen und beeinträchtigt ferner die grosse Anzahl der Dachstützen die freie Zirkulation im Inneren der Hangars.

Was die ehemaligen Lagerhäuser betrifft, deren Type sich nicht wesentlich von der der Schuppen unterscheidet, so ist hauptsächlich zu bemerken, dass durch die Abwesenheit von Kellern und Stockwerken der theuere dem Meere abgewonnene Boden nicht die genügende Ausnützung findet. Und was speziell das Lagerhaus längs des I. Bassins betrifft, so ist dasselbe der Ufermauer zu nahe gerückt und gestattet nicht die rasche Ausführung der, in Abladung, Konsignation und Abwaage der Waaren bestehenden Manipulationen.

Bezüglich der Krahne endlich ist zu konstatiren, dass der nach dem Hamburger Muster adoptirte Typus der Dampfkrahne sich bisnoch in Triest aus verschiedenen Gründen nicht einbürgern konnte. Unter diesen sind hauptsächlich die vorzügliche Ausrüstung der Waarendampfer mit eigenen Dampfkrahnen und die grosse Gewandtheit der das Laden und Löschen der Waaren besorgenden Lastträger (Facchini) zu nennen, weil durch diese beiden Elemente die erhoffte Superiorität der Hafenkrahne in Bezug auf Billigkeit und Raschheit der Arbeit paralysirt wurde.

Aus dem Gesagten erhellt, dass die bisherigen Erfahrungen bloss bei den Objekten der Betriebseinrichtung Aenderungen wünschenswerth erscheinen lassen, während die maritime Anlage ihre harmonische Entwicklung durch Anfügung neuer Bassins (gegen die Rhede zu) finden kann. Diesem gemäss wurde auch das auf Taf. X, Fig. 4, 5, 6 ersichtliche Projekt für die Vergrößerung des neuen Hafens ausgearbeitet. Dasselbe umfasst die Ausführung nachstehender Arbeiten, und zwar:

1. die ca. 300 m lange Anschüttungsfläche (nächst des Petroleumbassins) zur Errichtung des Rangirbahnhofes;
2. den Ausbau des dritten Bassins von 300 m Länge sammt Verlängerung des Klutschkanals;
3. den Einbau von Zwischenmoli in die grossen Bassins;
4. die Ergänzung der zur Betriebseinrichtung dienenden Objekte auf den bestehenden und künftigen Anschüttungsflächen des neuen Hafens.

Zur Motivirung dieser Vorschläge möge Folgendes dienen:

ad 1. Der Rangirbahnhof ist in die Nähe des Südbahnhofes und an diejenige Stelle des Meeres gestellt worden, welche wegen des mangelnden Schutzes gegen die Aussenwinde zur Aufstellung von Schiffen nicht benützt werden kann. Die Anschüttung erhält eine gepflasterte und an dem Fusse durch einen Vorwurf von natürlichen Blöcken gegen den Wellenschlag geschützte Böschung.

ad 2. Der Ausbau des dritten Bassins ist im vorliegenden Projekte auf Basis der von der Regierung im Jahre 1874 genehmigten Trace geplant, nach welcher der Molo IV um 70 m zu dem Behufe verkürzt wurde, damit für die Einfahrt in das Bassin zwischen diesem Molo und dem Molo deltale eine Breite von 150 m geschaffen werde. Die Ausführung des dritten Bassins nach der gedachten Trace empfiehlt sich aus ökonomischen und praktischen Gründen; — nach der einen Richtung, weil die das Fundament der Einfassungsmauern bildenden Steinwürfe schon im Jahre 1874 mit einem Kostenaufwande von einer halben Million Gulden ausgeführt wurden, nach der anderen Richtung, weil durch die Hinausrückung der Riva nach der erwähnten Trace eine bedeutende zu Lagerhäusern wohlverwendbare Raumfläche (über 60.000 m²) gewonnen wird.

ad 3. Der eventuelle Einbau von Zwischenmoli in die grossen durch den Hafendamm geschützten Bassins behufs Vermehrung der Anlandflächen war schon bei dem ursprünglichen Projekte vorgesehen, und zwar in richtiger Erkenntniss der maritimen, lokalen und ökonomischen Verhältnisse. In ersterer Beziehung ist das Anlegen der Dampfer an den Molo leichter und schneller zu bewerkstelligen als an der Riva,

dann ist die Stellung der Schiffe längs des Molo gegen die herrschende Windrichtung der Bora mehr geschützt und endlich kann zum Bau der Zwischenmoli Eisen als das im Auslande schon längst bewährte Material verwendet werden. Dessen Wahl hätte den doppelten Vorzug einer raschen und billigen Ausführung für sich und können die Moli aus Eisen in der halben Zeit und um 30% billiger hergestellt werden, als die gleich dimensionirten Objekte aus Stein.

ad 4. Die für die Ergänzung der Betriebseinrichtungen gewählte Anordnung geht von folgenden Voraussetzungen aus:

a) Das Petroleumbassin bleibt der vorzugsweisen Benützung von Petroleum und feuergefährlichen Artikeln vorbehalten.

b) Der Molo I dient ausschliesslich für die im Freien lagernden Massenartikel, als: Holz, Erze, Brennstoffe, Knochen u. s. w., erhält demnach keine Waarenschuppen, wohl aber eine ausgiebige Geleise-Anlage.

c) Die Anlage der das Petroleumbassin und den Molo I bedienenden Zufahrts- und Betriebsgeleise erfolgt ausschliesslich mittelst Weichen und nicht mit Drehscheiben, welche höchstens zu der Querverbindung paralleler Schienenstränge verwendet werden können.

d) Die Moli II und III bleiben wie bisher für die Güter allgemeiner vorzugsweise transitirender Natur reservirt. Bei der Ausrüstung dieser Objekte entfällt das Ladegerleise für Waggon längs der Kaimauern und wird die gewonnene Fläche zur Verbreiterung der Waarenschuppen benützt, welche eine Minimalbreite von 22 m erhalten.

e) Längs der Rivalinie wird ein Manipulationsraum von mindestens 25 m Breite freigelassen und werden erst hinter diesem die Lagerhäuser errichtet.

f) Bei der Errichtung neuer Lagerhäuser wird auf die Anlage von Stockwerken und eventuell von Kellerräumen (namentlich in der zweiten Reihe der Gebäude) Rücksicht genommen, um die höchste Ausnützung des theueren Baugrundes zu erzielen.

g) Für maschinelle Apparate ist das System der hydraulischen Krahne und Aufzüge für Moli, Riven und Magazine in Aussicht genommen.

Eine auf Basis dieser Grundsätze stattfindende Ergänzung der heutigen Anlage führt zu einer Vermehrung der Lagerräume und der Leistungsfähigkeit, welche aus folgender Zusammenstellung ersichtlich ist:

Ausdehnung der Hafenanlage	Güter-schuppen Fläche in Q.-Mtr.	Lager-häuser	Lagerräume in Tonnen à 6 Met.-Cir. pr. Q.-Mtr.	Kailängen in Meter	Jährliche Leistungsfähigkeit in Tonnen à 300 t pr. Meter
Gegenwärtiger Zustand	2.700	22.610	13.560	2600	780.000
Vergrösserung nach Projekt	28.500	220.300	132.180	3810	1,143.300

Wie aus der Tabelle ersichtlich, so werden durch die Ausführung des Projektes die gegenwärtigen Lagerräume . . von 13.560 t auf 132.180 t oder um 867%

die Kailängen . . von 2.600 m auf 3.810 m oder um 45% und die Leistungs-fähigkeit . . „ 780.000 t „ 1,143.000 t „ „ 46% erhöht. *)

Vergleichen wir diese Leistungsfähigkeit mit dem jährlichen Schiffsverkehr des Hafens. Der Tonnengehalt der pro Jahr ein- und auslaufenden Handelsschiffe (voll und leer) kann auf 2,500.000 t beziffert werden. Reduzirt man jedoch mit Rücksicht auf den Umstand, dass die Fahrzeuge nicht im vollgeladenen Zustande ankommen und abgehen, obige Ziffer um nur 30%, so erhält man die wirkliche Waarenbewegung pro Jahr mit 1,750.000 t. Hiervon entfallen demnach 1,143.000 t auf den neuen Hafen, so dass nur der Rest von 577.000 t für die Anladeplätze der alten Rhede übrig bleibt. Dieses Quantum kann von derselben leicht bewältigt werden, da ihre Kai-Entwicklung ca. 2000 m beträgt, somit einer jährlichen Leistungsfähigkeit von 600.000 t entspricht.

Die vorgeschlagenen Arbeiten erheischen einen Kostenaufwand, welcher sich nach einer approximativen Berechnung auf fl. 13,563.000 beläuft. Diese Summe vertheilt sich auf die einzelnen Objekte für Bau und Ausrüstung des Hafens wie folgt:

1. Bau.

Anschüttung für den Rangirbahnhof	fl.	113.000
Bassin III Kaimauern und Anschüttung	„	4,500.000
Verlängerung des Klutschkanals	„	250.000
Zwischenmoli (aus Eisen)	„	1,200.000

2. Ausrüstung.

Strassen und Pflaster	fl.	200.000
Geleise, Weichen und Drehscheiben (Hafenplateau und Rangirbahnhof)	„	500.000
Hangars auf den Moli	„	700.000
Lagerhäuser	„	5,000.000
Hydraulische Einrichtung sammt Maschinenhaus, Leitung, Krahne, Aufzüge	„	1,100.000
Zusammen wie oben	fl.	13,563.000

Diese Summe ist bedeutend und erreicht nahezu den Kostenbetrag, welchen die Herstellung des neuen Hafens in der gegenwärtigen Gestalt erfordert hat. Derselbe hat (ohne Betriebseinrichtung) fl. 14,600.000 gekostet.

Jedoch ist nicht zu vergessen, dass in erster Linie mit den Objekten für den Bau begonnen werden wird. Auch bei diesen fragt es sich, ob vorläufig nicht von den Zwischenmoli Umgang genommen werden soll, mit deren Wegfall die Bausumme eine Verminderung um fl. 200.000 erleiden würde. Die Vertheilung der restirenden Bausumme könnte auf fünf bis sechs Jahre erfolgen, da mindestens dieser Bautermin für die Fertigstellung der gedachten Objekte nothwendig sein wird. Denn nicht nur erheischen die ungünstigen Bodenverhältnisse der Rhede eine mehrjährige Setzungsdauer zur Konsolidirung der in's Meer geschütteten Erd-

*) Zur Berechnung der Leistungsfähigkeit haben wir als Einheitsziffer 300 t pro Meter Kailänge und Jahr angenommen. Diese Ziffer ist jedoch zu niedrig gegriffen und entspricht der gegenwärtig erzielten Leistung. Dieselbe kann mit Hilfe der einzuführenden hydraulischen Hebe-Apparate leicht auf die in Marseille erreichte Ziffer von 500 t pro Meter Kailänge und Jahr gebracht werden. In diesem Falle beträgt die jährliche Leistungsfähigkeit des vergrösserten Hafens 1,905.000 t.

und Steinmassen, sondern ist auch die heikle und durch lokale Verhältnisse erschwerte Verlängerung des Klutschkanals mit einem grossen Zeitaufwande verbunden.

Was die Elemente der Hafenausrüstung, als: Lagerhäuser, Hangars betrifft, so werden dieselben in derjenigen Zahl und Ausdehnung zur Herstellung gelangen, welche den unumgänglichen Bedürfnissen des Verkehrs mit Rücksicht auf die Ende 1889 stattfindende Aufhebung des Freihafens entsprechen und durch kontraktliche Vereinbarungen zwischen Regierung und derjenigen Gesellschaft festgestellt werden, welche den Bau und Betrieb der Lagerhäuser übernehmen wird. Doch auch hier wird eine weise Mässigung aus doppelten Gründen sich empfehlen, — einmal, weil die grosse Zahl der in der Stadt befindlichen Magazine nicht plötzlich aufgelassen werden kann, ohne die Interessen ihrer Eigentümer zu schädigen, und dann weil die neuen Gebäude-Typen mit Stockwerken und Kellern eine Anzahl Probejahre für den Nachweis ihres Tauglichkeitsgrades erheischen.

Und was schliesslich die Einführung der hydraulischen Hebe-Apparate betrifft, so wird es wohl angezeigt sein, die Erfahrungen anderer Hafenplätze abzuwarten, bevor man an die Ausführung einer finanziell so schwer wiegenden Anlage schreiten wird.

Aus dem Gesagten erhellt, dass das Zusammenwirken der erwähnten Umstände auch auf die Ausführung der Betriebseinrichtungen im verzögernden Sinne wirken und die Ausgabe der daher erforderlichen Summe von 7 $\frac{1}{2}$ Mill. Gulden auf eine grössere Reihe von Jahren vertheilt werden wird. Dazu kommt noch der nicht zu leugnende Umstand, dass die jährliche Zunahme des Schiffsverkehrs in Triest in sehr bescheidenem Maasse stattfindet, namentlich seit das strebsame Fiume als so ernster Konkurrent aufgetreten ist; ganz abgesehen von dem auch auf die Entwicklung anderer Hafenplätze des Kontinentes lastenden Drucke des durch politische und wirthschaftliche Verhältnisse veranlassten Stillstandes in dem allgemeinen Geschäftsgange.

Zum Schlusse unserer gedrängten Erläuterung des Projektes fügen wir noch bezüglich des Bausystemes hinzu, dass wir für die Beibehaltung des schon bei dem neuen Hafen angewendeten plaidiren. Dasselbe besteht in der Herstellung einer auf Steinwürfe fundirten Mauer von künstlichen Blöcken, auf welche das über Wasser reichende Kaimauerwerk gesetzt wird. Dasselbe hat sich in Triest umso mehr bewährt, als die durch den tiefen Schlamm Boden hervorgerufene Rekonstruktion der bereits errichteten Mauern nur durch das Vorhandensein der isolirten Blöcke überhaupt möglich war, welche mit Hilfe des Tauchers aus dem Wasser gehoben und wieder versetzt wurden. Nur bezüglich der Herstellung des Mauerwerkes, sowie der Anbinde- und Vertauungsmittel sei uns eine Bemerkung gestattet. Der zu ersterem verwendete Mörtel wurde ausschliesslich mit hydraulischem Kalk aus Frankreich angefertigt. Derselbe kann bei künftigen Bauten durch inländischen Cementkalk mit Vortheil ersetzt werden, weil dieser sowohl an Güte als auch an Billigkeit das ausländische Erzeugniss übertrifft. *) Im

*) Obige Thatsache erhellt aus der von der Hafenbauleitung in Triest vorgenommenen Erprobung der inländischen hydraulischen Binde-

gleichen Interesse der ökonomischen Herstellung könnten bei dem Kaimauerwerk die kostspieligen Hausteine durch Bétonguss oder Backsteine ersetzt werden, von welchen der erstere in England und die letzteren in Italien vortheilhafte Verwendung finden.

Die Bemerkungen bezüglich der Vertauungsvorrichtungen gelten den Anbindsäulen auf dem Lande und den Schiffsfesten im Meere. Die in den Kaimauern steckenden Säulen beschränken durch die um dieselben gelegten Schiffs-taue die Beweglichkeit der Laufkrahne und hindern damit zeitweise ihre Verwendung. Zur Beseitigung dieses Uebelstandes müssten die Säulen durch Ringe ersetzt werden, welche so nahe an die Kante der Quaimauern gerückt werden, dass sie, ausserhalb des Laufgeleises des Krahnes befindlich, die freien Bewegungen der letzteren gestatten. Dieses aus England stammende System der Anbindringe auf der Deckplatte der Kaimauern ist auch in Fiume eingeführt worden und bewährt sich vollkommen.

Die im Inneren der Bassins errichteten Schiffsfesten aus Metall bilden einen interessanten Versuch bezüglich der Dauerhaftigkeit der eisernen Anbindpfahlwerke gegenüber den hölzernen in der alten Rhede. Der Versuch hat zur Gewissheit geführt, dass die ersteren ökonomische Vortheile vor den letzteren besitzen. Bezüglich der praktischen Benützung jedoch bestätigen sie die schon Anfangs gehegte Befürchtung, dass sie der freien Bewegung der ein- und auslaufenden Dampfer hinderlich sein werden. In der That sind schon zwei dieser Anbindpfahlwerke durch das heftige Anfahren der Seedampfer dienstuntauglich gemacht worden. Es empfiehlt sich daher dieselben durch die den Schiffsverkehr nicht störenden und bedeutend billigeren Bojen zu ersetzen, welche auch in der äusseren Rhede in grosser Zahl gelegt sind und den an sie vertauten Fahrzeugen vollkommene Sicherheit bieten.

Was die den Betriebszwecken dienenden Elemente betrifft, so wäre sowohl bezüglich der Gruppierung derselben als auch bezüglich des Bausystemes wohl Manches zu bemerken. Da es jedoch nicht Aufgabe unserer Mittheilungen sein kann, in eine detaillirte Erörterung des Gegenstandes nach den beiden Richtungen einzutreten, so beschränken wir uns auf eine generelle Darstellung der für Disposition und Einrichtung der Objekte maassgebenden Grundsätze. Der Situationsplan zeigt ein ausreichendes Netz von Strassen und Bahngeleisen; — die einen, um den Streifwägen die möglichst freie Zirkulation im ganzen Bereiche der Landfläche zu gestatten und die anderen, um Bahn und Schiff in unmittelbarer Verbindung miteinander zu bringen. So wird die ungehinderte Ausführung aller den Transport der Waaren von und nach den Magazinen, die Ladung der Waggons, die Rangirung der Züge etc. betreffenden Manipulationen gesichert. Längs der Molomauern werden ebenerdige Hangars errichtet, deren Perrons möglichst nahe an die Kaimauern gerückt werden, um einen grossen Raum

mittel bezüglich ihres Verhaltens im Seewasser. Dieselbe erfolgte im Sinne und auf Grund der Bestimmungen des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines und führte zu Resultaten, welche in einem an den Verein erstatteten Bericht niedergelegt und in der Zeitschrift vom Jahre 1884 veröffentlicht worden sind.

für die Waarenmanipulation zu schaffen. Längs der Riva-mauern wird der schon früher erwähnte freie Raum von 25 m ausgespart. Auf den rückwärtigen Plätzen werden Lagerhäuser mit Keller, Erdgeschoss und zwei Stockwerken errichtet.

Die Herstellung sämtlicher Gebäude erfolgt in Bruchsteinen und geschieht in der Weise, dass die unter Dach gebrachten Räume möglichst trocken und luftig, vor Temperaturschwankungen bewahrt und gegen Feuersgefahr geschützt werden. Der auf beiden Seiten des Erdgeschosses befindliche Perron ermöglicht die ungehinderte Bedienung von Waggons und Streifwägen. Die Magazinsräume sind mit hydraulischen Aufzügen aus einem Geschoße in das

andere versehen und derart abgetheilt, dass sie an einzelne Parteien vermietet werden können. Für die Einrichtung gewisser Magazine mit spezieller Bestimmung für Kaffee, Zucker, Weine und Oele wird Vorsorge getroffen.

Wir schliessen hiermit die Erläuterung unseres Projektes und bemerken nur, dass wir bei Verfassung desselben bestrebt waren, einestheils die im Auslande kennen gelernten Systeme und Typen nach Möglichkeit zu verwerthen und andererseits dieselben mit den lokalen Bedürfnissen in Einklang zu bringen, deren Kenntniss uns zu verschaffen wir während unseres 16jährigen Aufenthaltes in Triest eifrigst beflissen waren. Ob und inwieweit uns dieses doppelte Bestreben gelungen ist, wird die Folge lehren!

Ueber die Erkenntniss abnormaler Zustände in eisernen Brücken.

Vortrag, gehalten in der Wochenversammlung des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines am 12. Februar 1887 von Prof. Joh. E. Briek.

Die Fragen über die Dauer und die Sicherheit der eisernen Brücken sind in Fachkreisen schon oft Gegenstand besonderer Erörterungen gewesen. Unzureichende Erfahrungen über die Einflüsse der Zeit auf diese wichtigen Objekte unseres modernen Kommunikationswesens erschweren eine bestimmte Beantwortung hinsichtlich der ersten Frage, die als reine Zeitfrage auch nur der Zukunft zur endgiltigen Lösung vorbehalten bleiben muss. Dagegen ist die Beantwortung der Frage nach der Sicherheit unserer Eisenbrücken eine unabweisbare Forderung der Gegenwart, welche umso dringender an uns herantritt, wenn Ereignisse von Zusammenbrüchen derartiger Bauwerke als drohende Mahnungen sich geltend machen. Unsere Bemühungen müssen deshalb dahin gerichtet sein, sowohl die Ursachen, welche die Sicherheit der Brücken zu beeinträchtigen vermögen, zu erforschen, als auch die Merkmale ausfindig zu machen, die zur Erkenntniss gefahrdrohender Zustände führen.

Gegenstand nachfolgenden Vortrages soll die Behandlung dieser Aufgabe sein.

Eine jede Eisenbrücke ist nicht bloß als besonderes Individuum zu betrachten; sie ist auch einem Organismus vergleichbar, denn die wesentlichen Konstruktionsglieder haben bestimmte, den Bestand des Gesamtbauwerkes bedingende Aufgaben zu erfüllen, wodurch sie sich als gegenseitig abhängige Organe charakterisiren.

Soll der Gesamtorganismus seiner Bestimmung gemäss leistungsfähig sein und bleiben, so müssen dessen Einzelorgane an und für sich sowohl als auch in ihrem gegenseitigen Zusammenhange die ihnen zufallenden Leistungen zu erfüllen vermögen. Ist auch nur eines dieser Organe hiezu minder tauglich — sei dies schon ursprünglich der Fall gewesen oder entstand dieser Zustand erst später durch Erschöpfung als Folge von Ueberanstrengung des Materiales oder der Organverbindungen — so werden die damit unmittelbar und mittelbar verbundenen Organe in Mitleidenschaft gezogen, indem denselben dadurch unzukömmliche und unangemessene Leistungen aufgebürdet werden, denen sie nicht immer in dem erforderlichen Grade zu genügen vermögen werden. In einem solchen Falle liegt

ein Zustand lokaler Organschwäche vor, der einem Kranksein des Gesamtkörpers entspricht. Es wird dann ebenso wohl von dem Grade des Ergriffenseins, als von der Wichtigkeit der betreffenden Organe abhängen, ob und inwiefern eine Gefährdung des Bestandes des Objektes zu befürchten sei.

Wir bezeichnen derartige Zustände, welche immer mit Spannungserhöhungen in den ergriffenen Organen in Verbindung stehen, überhaupt als „abnormale“ im Gegensatz zu jenen, welche den üblichen theoretischen und praktisch-konstruktiven Verhältnissen entsprechen, und die daher „normal“ genannt werden sollen.

Obwohl die Erkenntniss solcher „abnormaler“ Zustände für die Beurtheilung der Leistungsfähigkeit und des Werthes einer Brücke von hoher Wichtigkeit ist, so befindet sich dieser spezielle Zweig der Brückenbauwissenschaft dennoch erst in seinen Anfängen.

So wie die rationelle Diagnostik der Krankheiten nur auf Grundlage der Physiologie und der Pathologie möglich ist, so kann auch in unserem Falle nur die genaue Kenntniss der normalen Funktionen der einzelnen Brückenorgane und reiche Erfahrung über deren krankhafte Erscheinungen die Wege zur Begründung einer wissenschaftlichen Erkenntnisslehre in unserem Sinne ebnen.

Die gegenwärtig hochentwickelte Theorie der Brücken vermag wohl über die normalen Funktionen der Brückenorgane aufzuklären; die Kenntniss der Eigenschaften unseres Konstruktionsmateriales ist durch die epochemachenden Versuchsergebnisse Wöhler's, Bauschinger's und anderer Forscher schon sehr weit fortgeschritten; die Erfahrungen über krankhafte und gefahrdrohende Erscheinungen an Eisenbrücken sind dagegen nur äusserst dürftig und noch lange nicht ausreichend, um darauf eine spezielle Wissenschaft aufbauen zu können. Unsere Aufgabe ist es jetzt, Beobachtungsergebnisse zu sammeln. Empfindliche Instrumente, wie der Fränkel'sche Dehnungszeichner u. A., sind Hilfsmittel, die es ermöglichen, durch direkte Messung Längenänderungen in bestimmten Orten der Brückenorgane zu ermitteln und so zu wichtigen Aufschlüssen über Spannungsvorgänge im Inneren dieser Organe während der Einwirkung von Belastungen zu gelangen.

Auf Grund zahlreicher Beobachtungsergebnisse dürfte es dann auch gelingen, nicht nur eine „Krankheitslehre“ — Pathologie — der Eisenbrücken zu schaffen, sondern auch die Kennzeichen festzustellen, welche als Symptome die verschiedenen Krankheiten begleiten.

Wenn wir uns die Aufgabe stellen, gewisse Vorkommnisse oder Verhältnisse zu ergründen, so werden wir immer bemüht sein, deren Ursachen zu entdecken; wenn dagegen in einem bestimmten Falle eine Reihe möglicher und bekannter Ursachen und deren Wirkungen zu gewärtigen ist, so wird es durch eine Aufeinanderfolge von Ausschlüssen (Exklusionen) unzutreffender Möglichkeiten gelingen, die Untersuchung auf ein beschränktes Gebiet der ursächlichen Möglichkeiten einzugrenzen, wo dann die weitere Untersuchung übersichtlicher und leichter verfolgt werden kann.

Wir wollen, diesem entsprechend, zunächst die wichtigsten Ursachen, welche abnormale Zustände in eisernen Brücken hervorzubringen vermögen, aufzählen, dann deren Wirkungen und die sie begleitenden Erscheinungen besprechen, um auf Grund derselben zu einer Untersuchungsmethode zu gelangen, die geeignet sein kann, zur Entdeckung der gesuchten abnormalen Zustände zu führen.

I. Die Ursachen der abnormalen Zustände.

Es ist zweifellos, dass die Kenntniss der Ursachen dieser Zustände von fundamentaler Wichtigkeit für die Erkenntniss derselben ist, und dass, je vollständiger die Reihe der möglichen Ursachen bekannt ist, auch die systematische Untersuchung sich leichter gestalten werde.

Als „abnormale“ Zustände können wir jene definieren, welche überhaupt mit Ueberanstrengungen des Materiales einzelner Konstruktionsglieder in Verbindung stehen. Hiernach kommen vornehmlich die folgenden Ursachen in Betracht:

1. Ungenügende Dimensionen der Konstruktionsglieder, unzureichende Konstruktion der Anschlussverbindungen, Konstruktionsfehler überhaupt, mangelhafte Deckung der Stösse insbesondere.

2. Unrichtigkeiten in der Höhenlage der Stützpunkte bei kontinuierlichen Balkenträgern; Differenzen der Spannweiten zwischen den Pfeilern und der ursprünglichen Sehne des Metallbogens bei Bogenträgern mit weniger als drei Gelenken.

3. Fehler des Konstruktionsmateriales und Arbeitsmängel.

4. Rostbildung.

5. Sekundärspannungen in der Ebene der Tragwände, veranlasst durch die Steifheit der Verbindungen.

6. Sekundärspannungen normal zur Trägerebene, in Folge exzentrischer Kraftübertragung durch die Querträger und die Biegung der letzteren. Bei schiefen Brücken insbesondere die Torsionswirkungen.

7. Einflüsse der Temperatur-Differenzen.

8. Montirungsspannungen in Folge von zwangweise in die Konstruktion eingefügten Konstruktionsgliedern. Hierher gehören somit auch alle Einflüsse der sogenannten Anfangsspannungen.

9. Die schädlichen Einwirkungen des Transportes fertig montirter Brücken durch Ueberschiebung.

10. Einfluss der Zeit, des Alters.

II. Die Wirkungen jener Ursachen und die sie begleitenden Erscheinungen.

Die Widerstandsäusserungen der von Kräften affizirten Konstruktionsglieder sind stets begleitet von kleinen Längen- bzw. Gestaltsänderungen dieser Organe, so zwar, dass diese Deformationen als Wirkung jener Widerstandsäusserungen in Erscheinung treten. Obzwar diese Deformationen im Allgemeinen nur sehr klein sind, so entziehen sie sich dennoch nicht der Möglichkeit der Messung und daher auch nicht der Beobachtung.

ad 1. Als „ungenügend“ dimensionirte Konstruktionsglieder bezeichnen wir solche, welche nach den Resultaten der Theorie und feststehender Konstruktionsprinzipien auf die Ueberanstrengung des Materiales schliessen lassen. Diese Konstruktionsglieder werden daher auch verhältnissmässig grössere Längenänderungen annehmen und — wenn auf Druck beansprucht — seitliche Ausbiegungen zeigen. Derartige Zustände bewirken dann mittelbar die Deformation der mit diesen Organen verbundenen Nachbarorgane und des ganzen Trägers.

Von gleicher Wirkung zeigt sich die unzureichende Widerstandsfähigkeit der Verbindungskonstruktion zwischen den einzelnen Organen. Ein Nachgeben dieser Verbindungen bringt denselben Effekt hervor, wie eine Längenänderung des verbundenen Organes selbst. Es gehören hieher namentlich die Wirkungen, welche in Folge übermässigen Stauchdruckes in den Nietlochwänden entstehen. Diese Wirkungen

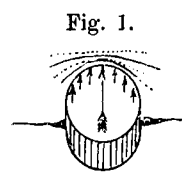


Fig. 1.

sind begleitet von länglich in der Druckrichtung ausgeweiteten Nietlöchern, mitunter auch von Einrissen längs der Schweissnähte, Fig. 1, u. s. w. Gestanzte Nietlöcher, insbesondere solche, die nicht nachgebohrt wurden, erweisen sich in dieser Hinsicht jedenfalls ungünstiger als gebohrte. Es liegt dies in der durch das Stanzen bedingten gewaltsamen Alteration des Materiales am Nietlochumfang, weshalb der zulässige Stauchdruck für diese Ausführung beträchtlich niedriger gehalten werden sollte als bei gebohrten Löchern.

Die Berechnung ergibt für den maximalen Stauchungsdruck gegen die Nietlochrückwand bei einschnittigen Nieten:

$$\max k = \frac{d}{\delta} t$$

und für doppelschnittige Niete:

$$\max k = 2 \frac{d}{\delta} t,$$

wobei d der Bolzendurchmesser, δ die Blechstärke und t die Beanspruchung des Nieten auf Scheerfestigkeit. Der durchschnittliche spezifische Stauchdruck auf die projizirte Druckfläche $d\delta$ verhält sich zum maximalen Stauchdrucke wie 3:4. — Konstruktionsfehler überhaupt und ungenügende Stossdeckungen können lokale, übermässige Anstrengungen des Materiales bewirken; derartige Fehler bedingen alsdann örtliche Schwächungen, welche dem Vorhandensein von Fehlstellen im Materiale gleichzuachten sind.

ad 2. Fehler in der Höhenlage der Stützpunkte kontinuierlicher Träger beeinflussen die Spannungen und die Deformation der Träger wesentlich. Die theoretisch ermittelten maximalen Einsenkungen kontinuierlicher Träger zeigen gewöhnlich eine ziemlich gute Uebereinstimmung mit den entsprechenden bei Belastungsproben erhobenen Grössen. Diesbezügliche Differenzen führten mich jedesmal auf wirklich vorhandene Fehler in der Höhenlage der Stützpunkte.

Bei Bogenträgern mit weniger als drei Gelenken dürfte der Vergleich zwischen der rechnerisch ermittelten Einsenkung mit der gemessenen — unter Berücksichtigung der Temperaturverhältnisse, d. i. der Temperatur während der Trägerlagerung und jener zur Zeit der Messung der Einsenkung — ebenfalls zu Schlussfolgerungen über allfällige Differenzen zwischen der ursprünglich angelegten und der ausgeführten Bogensehne führen.

ad 3. Obwohl Qualitätsfehler des Materiales von den verhängnissvollsten Folgen begleitet sein können, so ist doch der Zusammenbruch eiserner Brücken in den bisher bekanntgewordenen Fällen nur selten dieser Ursache allein zugeschrieben worden. Meist waren grobe Konstruktionsfehler, Ueberanstrengungen des Materiales, mechanische Einwirkungen, Durchrostung u. s. w. die Ursachen solcher Katastrophen. So wenig Schwierigkeiten es bereitet, die Qualität des Konstruktionsmateriales an und für sich zu beurtheilen, ebenso schwer ist es dagegen, dieselbe in fertigen Brücken zu prüfen. In den meisten Fällen wird es sogar unmöglich sein, dieser Aufgabe zu genügen, wenn nicht schon äusserlich wahrnehmbare Fehler zum Vorschein kommen oder theilweise Demontirungen vorgenommen werden dürfen.

Die Wirkungen von Materialfehlern lassen sich im Allgemeinen mit Bestimmtheit nicht angeben; sie hängen ebensowohl von der Art und Bedeutung dieser Fehler, als von dem Orte, in welchem sie vorhanden sind, ab. Auf jeden Fall sind diese oft sehr schwer konstatirbaren Uebel als die gefährlichsten Feinde der Eisenkonstruktion zu betrachten, gegen die nur eine gewissenhaft ausgeübte Kontrolle und verschiedentliche Erprobungen des Konstruktions-eisens vor dessen Verwendung zu schützen vermögen.

Als „Arbeitsmängel“ bezeichnen wir im Allgemeinen das Nichtübereinstimmen der Ausführung im Detail mit den Absichten des Konstrukteurs. Sie können bestehen in Fehlern hinsichtlich der geometrischen Gestaltung der Träger, in Ablängungsfehlern einzelner Konstruktionstheile, in Fehlern der Niettheilung — „verbohrten“ Löchern — mangelhaft ausgeführter Nietung u. i. A. m.

Arbeitsmängel zeigen sich oft äusserlich an; so durch Verbiegungen der Wandglieder bei fehlerhafter Ablängung derselben, durch schlaife, schlotternde Zugbänder, durch zickzackförmigen Linienzug der Gurte im horizontalen und vertikalen Sinne u. s. w. Ablängungs- und Niettheilungsfehler von Konstruktionselementen, die miteinander durch Nietung verbunden werden müssen und bei welchen erst ein gewaltsames Aufdornen die erforderliche Koinzidenz der Nietlöcher herbeiführt, bewirken das Auftreten von oft sehr bedeutenden Spannungsdifferenzen zwischen den verbundenen Theilen.

Das Konstruktionsstück enthält alsdann „innere“ Spannungen, die umso schädlicher werden können, je geringer die Dehnbarkeit des Materials ist. Von einer gleichmässigen Spannungsvertheilung im Querschnitte eines solchen Konstruktions-theils, wie sie die Theorie voraussetzt, kann dann keine Rede mehr sein.

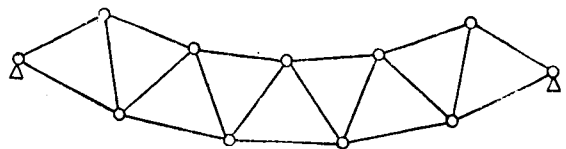
Diese Fehler haben die Bedeutung von Qualitätsfehlern und können ebenso schwer wie diese bei fertigen Brücken erkannt werden. — Mangelhaft ausgeführte Nietarbeit, d. i. unvollständige Ausstauchung der Nietbolzen in den Nietlöchern, hat das Auftreten von Verschiebungen der vernieteten Theile bei Kraftübertragungen zur Folge. Diese Arbeitsmängel sind die häufigste Ursache „bleibender“ Deformirung der Brückenträger. Lose — lockere — Niete sind allemal Beweise für schlecht ausgeführte Nietung.

ad 4. Der Rost gilt seit jeher als Hauptfeind des Eisens und daher auch der Eisenbrücken. Seine schädliche Wirkung besteht in der fortschreitenden Zerstörung des Konstruktionsmateriales und entspricht daher einer Verminderung der Konstruktionsquerschnitte, also einer Schwächung der Konstruktion. Glücklicherweise verräth diese zehrende Krankheit ihr Dasein durch Rostflecke und Rostflüsse, so dass bei einiger Aufmerksamkeit dieselbe kaum übersehen werden kann. Lichter Anstrich der Konstruktion erleichtert jedenfalls das Auffinden solcher Stellen.

Rostspuren können mitunter zur Entdeckung vorhandener Risse, lockerer Niete u. dergl. führen, in welchem Falle sie als werthvolle Symptome dieser Krankheiten anzusehen sind.

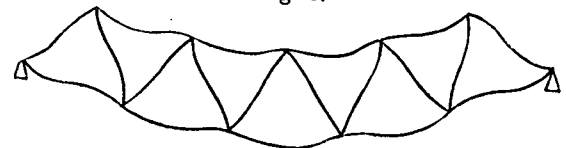
ad 5. Die Sekundärspannungen der Konstruktionsglieder in der Ebene der Trägerwand entstehen in Folge der starren Knotenpunktverbindungen bei der Deformirung der Träger. Während bei gelenkförmigen Knotenpunkten

Fig. 2.



die einzelnen Konstruktionsglieder bei der Deformirung der Träger gerade bleiben, Fig. 2, müssen dieselben bei starrer Verbindung Biegungen, Fig. 3, annehmen, die umso

Fig. 3.



stärker ausfallen werden, je geringer die Steifigkeit des Trägers an sich ist.

Neben den ursprünglichen — primären — Axialspannungen kommen alsdann noch die sekundären Biegungsspannungen, welche sich zu den ersteren summieren, in Betracht. Diese Sekundärspannungen können unter Umständen die Spannungen des Materiales lokal sehr beträchtlich erhöhen und sogar zu schädlichen Ueberanstrengungen führen.

ad 6. Die exzentrische Befestigung der Fahr-
bahnquerträger an den Gurtungen, sowie die Biegun-
gtendenz der belasteten und mit den Gurtungen in fester Verbin-
dung stehenden Querträger bewirken ein Verdrehen der Gurte
um ihre Längsachse und seitliche Ausbiegungen derselben,
Fig. 4. Namentlich bei Brücken mit „unten“liegender Bahn, bei
welchen die Obergurte nicht gegenseitig verbunden und da-
durch abgesteift werden können, erleiden dieselben seitliche Bie-
gungen gegen die Brückenachse, Fig. 4a. In Folge dessen werden
nicht nur die Gurte abnormal beansprucht, sondern auch die
Wandglieder erleiden Biegungen normal zur Trägerebene.
Namentlich bei **U**-förmigen Gurten wird dieser Einfluss
sehr bedeutend. Die für einen derartigen speziellen Fall
durchgeführte Rechnung ergab eine Mehrspannung der
auf der Innenseite befindlichen Zugsdagonalen eines Parallel-
gitterträgers von 46—80% gegenüber den äusseren.

Fig. 4.

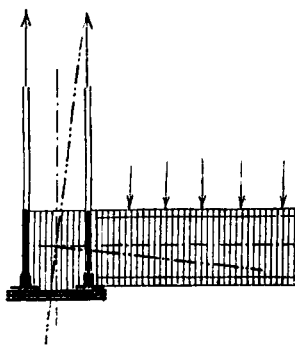
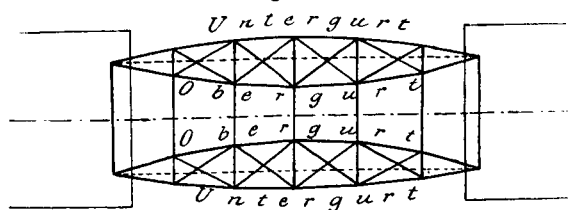
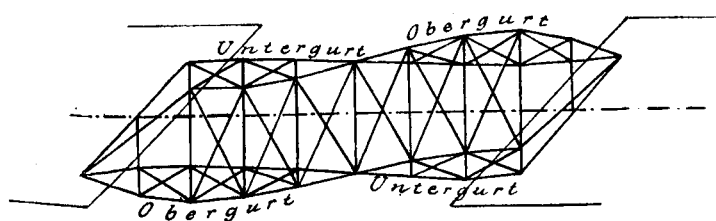


Fig. 4a.



Bei „schiefen Brücken“, wo die Querträger und
die Querverbände in der Regel normal zu den Tragwänden
angeordnet werden, senken sich unter der Belastung die
durch Querträger verbundenen gegenüberliegenden Punkte
der Gurte in verschiedener Grösse; die Steifigkeit der Quer-
verbände bewirkt alsdann eine förmliche Torsion der
ganzen Brücke um ihre Längsachse und damit seitliche

Fig. 5.



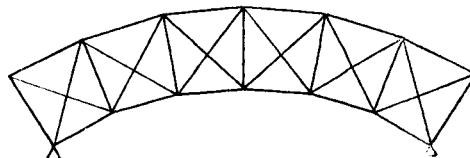
Ausbiegungen der Gurte, Fig. 5. Die hiedurch entstehenden
Torsionswirkungen sind sowohl auf die Gurte als das Gitter-
werk der Tragwände und der Windverstrebenungen ziemlich
bedeutend; insbesondere erscheinen die gedrückten Gurten
hiedurch wegen der erhöhten Knickungsgefahr sehr ungünstig
beansprucht. — Doppelgleisige Brücken verhalten sich bei
Belastung nur eines Geleises ähnlich; auch hier treten seit-
liche Ausbiegungen der Gurte in Erscheinung.

ad 7. Der Einfluss der Temperatur ist bei allen
Eisenkonstruktionen sehr beträchtlich. Selbst eine gleichmässige
Temperaturänderung aller Konstruktionsglieder ist nur dann
ohne Wirkung auf die Spannungen der Konstruktion, wenn

die den Temperaturzuständen entsprechenden Volumände-
rungen ohne Widerstand vor sich gehen können. Bei Balken-
trägern z. B. gibt der Gleitwiderstand der Auflager,
bei Gelenkbogenträgern der Reibungswiderstand an den
Gelenken Anlass zur Entstehung von Spannungen in der
Konstruktion.

Ungleichmässige Temperaturen verschiedener Or-
gane rufen ebenfalls Spannungen hervor. In jedem Falle
sind diese Spannungen immer begleitet von Deformierungen
der Brückenträger und deren Organe. So werden z. B. die
der Sonnenbescheinung ausgesetzten Obergurte von Balken-
trägern, deren Untergurte von der Bahndecke geschützt

Fig. 6.



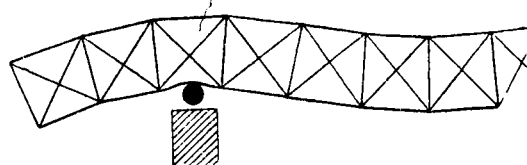
sind, eine Biegung der Brückenträger nach oben, Fig. 6,
bewirken und Ausbiegungen der schwächeren Wandglieder
veranlassen. Besonders auf kontinuierliche Balkenträger äussert
sich dieser Einfluss von Temperaturdifferenzen sehr bedeutend,
wie dies seinerzeit von Prof. Steiner rechnerisch nach-
gewiesen worden ist.

ad 8. Durch Montirungsspannungen werden künstlich
hervorgebrachte innere Spannungen in die Konstruktion ein-
geführt, und es können durch die Summirung derselben mit
den von äusseren Kräften erzeugten in einzelnen Kon-
struktionsgliedern ausserordentliche Mehrbeanspruchungen
dasselbst entstehen. Die Wirkungen derartiger Montirungs-
spannungen sind dann ähnlich jenen, die durch ungenügend
dimensionierte Konstruktionsglieder hervorgebracht werden.

ad 9. Beim Transporte fertig montirter Brücken in
Richtung ihrer Längsachse, wie dies oft bei kontinuierlichen
Trägern Anwendung findet, erleiden die Brückenträger meist
übermässige Anstrengungen. Insbesondere sind es die Unter-
gurte und die schwächeren Streben, die hiedurch oft genug
geschädigt wurden.

Die grossen, konzentriert in einzelnen Punkten zur
Wirkung kommenden Drücke — namentlich jene der
äussersten Stützpunkte — beanspruchen die Untergurte
zwischen den Knotenpunkten überaus ungünstig, Fig. 7,

Fig. 7.



und bringen daselbst oft bleibende Verbiegungen und da-
mit auch bleibende innere Spannungen hervor, die nicht
mehr gut zu machen sind.

Ähnlich ungünstige, wenn auch dem Grade nach
geringere Wirkungen entstehen auch in Folge nachgiebiger
Montirungsstützpunkte, was oft der Fall ist, wenn die
Montirung auf nicht völlig konsolidirtem Boden — auf An-
schüttungen — und bei Vernachlässigung der nöthigen hier-
bei erforderlichen Obsorge stattfindet.

ad 10. Einfluss der Zeit. Es ist schwer anzunehmen, dass selbst unter den günstigsten Umständen die Zeit ohne Einfluss auf den Zustand der Eisenbrücken bleiben sollte. Die ununterbrochene Wirkung des Eigengewichtes, die mit Erschütterungen und Stössen auftretenden Verkehrslasten, das unaufhörliche Spiel der Temperaturwirkungen werden die Dauer der besten Eisenkonstruktion sicherlich zu beschränken vermögen. Schon Vicat hat den Einfluss der Zeit bei der dauernden Einwirkung von Belastungen auf Eisendrähte durch einige Versuche zu bestimmen gesucht. Er fand, dass bei ausgeglühten Drähten, die mit ein Drittel der Bruchbelastung belastet waren, während 33 Monaten eine Zunahme der Dehnung von 2.75 mm pro Meter Länge, bei ein Halb der Bruchbelastung eine solche von 4.09 mm und bei drei Viertel der Bruchbelastung eine solche von 6.13 mm stattfand.

Ohne hieraus direkte Schlussfolgerungen auf das Verhalten von Eisenbrücken zu ziehen, wird doch kaum bezweifelt werden können, dass die mit den in Betracht kommenden Belastungen in Verbindung stehenden, wenn auch Anfangs kaum messbaren, kleinen bleibenden Längenänderungen der Konstruktionstheile sowohl durch die fortwährende Wirkung des Eigengewichtes als durch die, von Oszillationen begleiteten und unzählig oft wiederholten zufälligen Belastungen in ihrer Summirung endlich zu einer wahrnehmbar messbaren Grösse anwachsen werden. Sobald diese jedoch eine gewisse Grenze erreicht, von welcher an ein rascheres Zunehmen der bleibenden Deformirung bemerkbar wird, wird auch die fernere Dauer des Bauwerkes nur mehr eine zweifelhafte sein können.

Es ist hiernach wahrscheinlich, dass die Wirkungen des Alters — die Altersschwäche — ihren Ausdruck in der zunehmenden bleibenden Deformirung der Brückenträger finden dürfte.

III. Untersuchung der Brücken.

Ueberall pflegt man die fertiggestellten Brücken, bevor dieselben zur Benützung zugelassen werden, einer Prüfung zu unterziehen.

In der Regel beschränkt man sich hiebei jedoch darauf, eine sogenannte Probelastung vorzunehmen und das Verhalten der Brückenträger unter diesen Belastungen zu beobachten, wobei die Grösse der Einsenkungen in der Brückenmitte gemessen wird. Bei Eisenbahnbrücken kommen hiezu noch weitere Erprobungen mit bewegter Last und die Beobachtung der dadurch erzeugten vertikalen und seitlichen Schwankungen der Konstruktion. Ergeben diese Proben ein befriedigendes Verhalten der Gesamtkonstruktion, so werden dieselben als verkehrssicher angesehen und der Benützung freigegeben.

Wenngleich diese Proben ein nicht zu unterschätzendes Hilfsmittel zur Beurtheilung des durchschnittlichen Verhaltens der Gesamtkonstruktion bieten, so darf doch nicht ausser Acht gelassen bleiben, dass die unter der Probelast gemessene Durchbiegung in der Brückenmitte ein Resultat der Längenänderung sämtlicher Konstruktionstheile ist, wobei durchaus nicht ausgeschlossen ist, dass ein oder das andere Konstruktionsglied an und für

sich eine übermässige Längenänderung erleidet, während andere vielleicht wieder mit relativ geringeren Beiträgen an dieser Durchbiegungsgrösse sich betheiligen, wodurch die Wirkung der ersteren dermaassen kompensirt werden kann, dass deren übermässige Anstrengung in der Gesamteinsenkung nicht zum Ausdrucke kommt.

Zu dem kommt weiters die Erwägung, dass den grössten Beitrag zur Einsenkung die Längenänderung der Gurtungen leistet, während der Einfluss der Wandglieder hierauf wesentlich geringer ist, weshalb auch Ueberanstrengungen der letzteren die Grösse der Einbiegung in der Brückenmitte nicht auffällig vermehren.

Es ist bekannt, dass die Berechnung der Einsenkung der gewöhnlichen Parallelgitterträger meist unter Vernachlässigung des Einflusses des Gitterwerkes vorgenommen zu werden pflegt, und dass trotz dieser Vernachlässigung der Unterschied zwischen der so berechneten Einbiegungsgrösse und der bei der Belastungsprobe erhobenen in der Regel sehr geringfügig ausfällt.

Ich habe diesfalls für einen 40 m weiten Warrenträger den Einfluss der Längenänderung einer Diagonalen auf die Einbiegung in der Trägermitte für den Fall einer Reduktion des Querschnittes des betreffenden Gliedes auf die Hälfte des nothwendigen berechnet und habe gefunden, dass hiedurch die Einsenkung in der Mitte für die maximale Belastung und das Eigengewicht nur um 1.0 mm gegen die normale sich vergrössern würde. Da die normale Einsenkung in der Trägermitte für die betreffende Belastung 37.5 mm betrug, so würde wohl kaum Jemand im Stande gewesen sein, aus der 38.5 mm betragenden Einbiegung auf das Vorhandensein einer so bedeutenden Abnormität zu schliessen. Es können hienach also sogar höchst bedenkliche Anstrengungen einzelner Konstruktionsglieder bestehen, ohne dass die Einbiegungsgrösse in der Trägermitte dadurch auffällig vermehrt würde.

Die Sicherheit einer Brückenkonstruktion hängt jedoch von der Widerstandsfähigkeit aller wesentlichen Konstruktionsglieder ab, so zwar, dass ein Nachgeben irgendeiner Druckstrebe durch seitliches Ausbiegen oder eines Zugbandes, z. B. durch Lockerung seiner Knotenverbindung ebensowohl einen Zusammenbruch des Trägers bewirken kann, wie beispielsweise das Reißen des Zug- oder das Ausknicken des Druckgurttes. Ein instruktives Beispiel von der Unzuverlässigkeit einer Folgerung aus der Grösse der Einbiegung in der Brückenmitte auf die Sicherheit der Konstruktion bietet die, am 13. November 1884 unter der Probelast eingestürzte, schweizerische Strassenbrücke über den Werdenberger Binnenkanal bei Salez. Die genannte Brücke, deren Stützweite 35.5 m bei einer Trägerhöhe von 5.2 m betrug, zeigte bei der aufgebrachten Last von 52.000 kg , d. i. bei 81% der vollen Probelast eine Einbiegung von nur 10 mm in der Brückenmitte, als ohne irgendwelche bedrohliche Anzeichen der totale Zusammenbruch der Brücke plötzlich erfolgte.

Die Grösse der Einbiegung in der Trägermitte ist sonach kein Maassstab für die Sicherheit einer Brückenkonstruktion. Dennoch ist dieselbe nicht werthlos zur Beurtheilung des durchschnitt-

lichen Verhaltens der Träger und insbesondere dann, wenn es sich um den Vergleich verschiedener Brücken ihrer Güte nach handelt. Unter sonst gleichen Umständen wird man jedenfalls jene Brücke als die „bessere“ bezeichnen können, deren Einbiegungsgrösse die kleinere ist. Die Gründe hiefür sind die folgenden:

1. Die kleinere Einbiegung zeugt von grösserer Steifigkeit der Konstruktion überhaupt; es werden somit auch die Sekundärspannungen in der Trägerebene geringer sein.

2. In Folge der grösseren Steifigkeit der Träger werden die vertikalen Schwingungen unter der bewegten Last ebenfalls relativ kleiner ausfallen, daher wird die Brücke unter den dynamischen Einflüssen weniger leiden und somit auch eine längere Dauer erwarten lassen.

Was jedoch den Werth der üblichen Belastungsproben zur Beurtheilung der Sicherheit der Brücke anbelangt, so ist zu den früheren Erwägungen noch hinzuzufügen, dass die unter der Probelast zum Vorschein kommenden elastischen Durchbiegungen nur als Resultate dieser Belastung in Betracht kommen, während der Einfluss des Eigengewichtes, der Montirungsspannungen u. s. w. der Beobachtung entzogen bleiben.

Alle diese Erwägungen berechtigen zu dem Ausspruche, dass die üblichen Belastungsproben nicht das sind, was sie sein sollen: Prüfungen der Brücke auf ihre Sicherheit.

In dieser Hinsicht wird immer die beste Gewähr gesucht werden müssen in einer korrekten Dimensionirung und Detailanordnung, in der gewissenhaft ausgeübten Kontrolle hinsichtlich der Zulassung guten Materiales, in präziser Anarbeitung, zwanglosem, solidem Zusammenbau und sorgsamer Ueberwachung.

Handelt es sich jedoch um die Untersuchung einer fertigen Brücke, so kann an der Hand der oben aufgezählten „Ursachen abnormaler Zustände“ diese Untersuchung systematisch ausgeführt werden, wie im Folgenden dargelegt werden soll.

Vor allem Anderen muss jedoch eine Voraussetzung gemacht werden, und diese ist die eines ursprünglich guten, fehlerlosen Konstruktionsmateriales, denn die Untersuchung nach dieser Richtung dürfte — wenn nicht äusserlich sichtbare Mängel zu Tage treten — kaum gestattet und jedenfalls schwer durchführbar sein.

Würden die Längenänderungen der einzelnen Brückenorgane, welche dieselben seit der Zeit ihrer Einschaltung in den Organismus der Brücken überhaupt und unter der Einwirkung der Belastungen, der Temperaturdifferenzen u. s. w. insbesondere zu erleiden hatten, durch Messung genau festgestellt werden können, so könnte in jedem Falle sowohl die gesammte Deformirung der Träger abgeleitet, als auch die Grösse der inneren Spannungen — wenigstens näherungsweise — berechnet werden.

Nachdem jedoch derartige Messungen praktisch kaum ausführbar sind, so bleibt nichts Anderes übrig, als dass man sucht, auf anderem Wege dem Ziele nahe zu kommen.

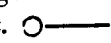
Nach unserem Plane würde die Untersuchung der Brücken nach folgenden Anhaltspunkten auszuführen sein:

1. Untersuchung der Konstruktion rücksichtlich der Dimensionirung aller ihrer Konstruktionstheile durch Berechnung und im Zusammenhalte mit feststehenden Konstruktionsprinzipien. — Untersuchung auf Konstruktionsfehler, mangelhafte Stossdeckung etc.

2. Untersuchung der geometrischen Gestalt der Träger durch genaues Nivellement mindestens je eines Gurtes in allen Knotenpunkten. Man erhält hiedurch die unter dem Eigengewichte und dem Einflusse der Temperaturen entstandene Deformirung der Träger; bei kontinuierlichen Trägern eine Kontrolle der Höhenlage der Stützpunkte.

3. Untersuchung der Geradheit der Konstruktionsglieder, insbesondere der auf Druck beanspruchten mittelst feiner, längs derselben gespannten Drähte und Untersuchung der Gurte nach allfälligen seitlichen Ausbiegungen aus der Trägerebene entweder mittelst Visuren parallel zur Brückenachse und horizontal an die Gurtstehbleche gehaltener Nivellirlatte oder mittelst Absenkelung der Achse des Obergurtes auf den Untergurt u. dergl.

4. Besichtigung der Konstruktion in allen ihren Theilen; Beachtung der Stösse und ihrer Deckungen, allfälliger Rostbildung u. s. w., Zuhilfenahme der Perkussion gezogener Diagonalen, insoferne dieselben beim leichten Anschlag einen Klang geben, um aus der Klanghöhe auf die Gleichheit oder Verschiedenheit der Spannung solcher Zugbänder zu schliessen, die rechnungsgemäss gleiche Spannungen haben sollen. Auch allfällige Fehlstellen derartiger Konstruktionsglieder könnten möglicherweise durch unreinen Ton sich erkennbar machen.

5. Untersuchung der Niete auf ihr Festsitzen, was in bekannter Weise durch leichte Hammerschläge gegen den Schliesskopf und gleichzeitiger Berührung des Setzkopfes mit den Fingern der zweiten Hand geschieht. Empfindlicher als dies erwies sich mir die Anwendung eines einfachen aus 8 mm starken Eisendraht hergestellten Ringes sammt Handhabe von nebenstehender Gestalt.  Indem der Ring (dessen innerer Durchmesser kleiner sein muss als der Nietkopfdurchmesser) an den Setzkopf angelegt und der Griff in der einen Hand gehalten wird, werden leichte Hammerschläge gegen den Schliesskopf geführt. Weniger festsitzende Niete machen sich alsdann durch die Empfindung von Vibrationen in der den Ring haltenden Hand erkennbar.

6. Ausführung von Belastungsproben derart, dass jedes wesentliche Konstruktionsglied hiedurch die ungünstigste Inanspruchnahme erleidet. Bei diesen Belastungsproben ist die Deformirung je eines Gurtes in allen Knotenpunkten durch genaues Nivellement aufzunehmen und zur Erhebung der jeweilig sich ergebenden bleibenden Deformirung nach jeder Entlastung diese Aufnahme zu wiederholen. Es dürfte sich empfehlen, in allen Knotenpunkten fest mit den Trägern verbundene vertikale Maassstäbe, die nach Art der Nivellirlatten jedoch mit Millimeter-Eintheilung versehen sind, anzuwenden. Diese Maassstäbe sollten entweder bleibend an den Trägern befestigt werden oder doch so konstruirt sein, dass sie jedesmal genau in dieselbe Lage gebracht werden können.

Neben diesen Erhebungen der Deformirung der Träger müsste die Aufmerksamkeit auch auf die Druckglieder gerichtet bleiben, indem deren allfällige Ausbiegungen mittelst der obenerwähnten feinen, längs derselben gespannten Drähte beobachtet werden.

7. Direkte Messung der Längenänderung einzelner Konstruktionsglieder unter der Probelast, insbesondere mit Bezug auf Sekundärspannungen mittelst Fränkel'scher Dehnungszeichner.

8. Vornahme von Temperaturmessungen der Luft, namentlich aber der Ober- und Untergurte an verschiedenen Trägerorten gleichzeitig. Dies ist unschwer durchzuführen, wenn in den geeigneten Orten je ein Nietbolzen mittelst Zentrumborher zentrisch bis auf entsprechende Tiefe und in einer Weite von 12–15 mm ausgebohrt würde; in die so entstandenen Löcher würde Quecksilber einzugießen sein, in welches dann für die Temperaturmessung der Gurte ein Thermometer eingesenkt werden kann. Gewöhnliche Kautschukpfropfen dienen zum Verschlusse der Quecksilberbehälter.

Prof. Steiner berechnete für die in Folge von Temperaturunterschieden in Ober- und Untergurt von Parallelträgern auftretenden Krümmungen den Biegungspfeil in der Trägermitte mit

$$f = \frac{\alpha \cdot \Delta t}{8} \cdot \frac{l^2}{h};$$

wo α der Ausdehnungs-Koeffizient des Eisens = 0.000118 pro 1° C., Δt die Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Untergurt, l die Stützweite und h die Trägerhöhe ist.

Direkte Temperaturmessungen verbunden mit Nivellements der Gurtungen werden den Einfluss dieser Temperaturdifferenzen auf die Deformirung am sichersten bestimmen lassen.

9. Um die Einflüsse der Zeit und der während derselben stattgefundenen Einwirkungen der Belastungen verfolgen zu können, müssten nach bestimmten Zeitintervallen die Nivellements der Gurtungen wiederholt werden, wobei nie unterlassen werden dürfte, die Temperaturen am Ober- und Untergurte zu messen. Zum Vergleiche der aufgenommenen geometrischen Gestaltung der Gurtungen mit jener, die bei der ersten Untersuchung gefunden worden war, müssen Reduktionen für die jeweilig bestehenden Temperaturdifferenzen vorgenommen werden. Sind nun Beobachtungsdaten über die von derartigen Temperaturdifferenzen hervorgebrachten Deformirungen vorhanden, so wird es nicht schwer fallen, diese erforderlichen Reduktionen proportional den Temperaturdifferenzen vorzunehmen.

10. Ingenieur Ebert*) schlägt unter Anderem vor, ein oder das andere Konstruktionsglied auf seine totale innere Spannung durch dessen vollständige Entlastung mittelst einer Hilfskonstruktion und Messung der Längenänderung zu untersuchen. Es ist keine Frage, dass in zweifelhaften Fällen dieses radikale Untersuchungsmittel zu einem sicheren Resultate führen würde.

*) „Ueber Eisenbrücken“, Vortrag, gehalten im polytechnischen Vereine in München von E. Ebert, Brücken-Ingenieur. „Bayrisches Industrie- und Gewerbeblatt.“ 1886.

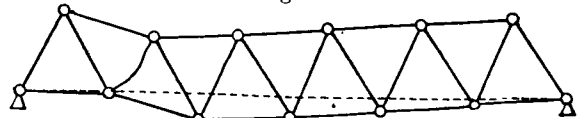
11. Als nothwendig erscheint die Anlage eines protokollarischen Individual-Registers für jede Brücke. In demselben müssten alle auf das Objekt bezüglichen Daten eingetragen werden, so insbesondere auch die jedesmaligen Resultate der Untersuchung u. dergl. m.

IV. Schlussfolgerungen.

Die durch die Untersuchung gewonnenen Resultate hinsichtlich der Dimensionen der Konstruktionsglieder, der Höhenlage der Stützen kontinuierlicher Träger, allfälliger Konstruktionsfehler, der Arbeitsmängel u. s. w. geben ohne Weiteres Aufschluss über die bezüglichen, sozusagen zu Tage liegenden „abnormalen“ Zustände.

Es erübrigen jene Resultate, welche sich auf die inneren Zustände beziehen.

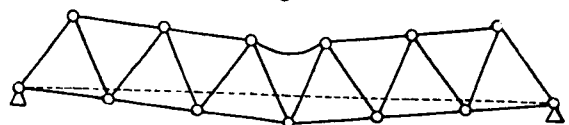
Fig. 8.



Die Belastungsprobe kann nur jene Deformationsresultate ergeben, die aus dem Hinzutreten der durch die Probelast erzeugten Spannungen zu den bereits bestehenden erfolgen. In dem Falle, wo die durch das Eigengewicht, die Montirungsspannungen und die Temperatureinflüsse erzeugten Spannungen durch jene der Probelast zu ihrem Maximum gesteigert werden, in dessen Folge die Anstrengung des Materiales die ursprüngliche Elastizitätsgrenze überschreitet, erleiden die betreffenden Theile bleibende Längenänderungen. Diese sind jedoch immer sichere Beweise des Vorhandenseins abnormaler Zustände.

Aber auch dort, wo bleibende Längenänderungen nicht zur Wahrnehmung gelangen, können abnormale Zustände durch allfällige elastische Deformirungen der Konstruktionsglieder bei der Probelastung offenbar werden. So z. B. bei seitlichen Ausbiegungen, welche gedrückte Konstruktions-

Fig. 9.



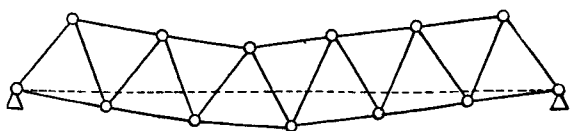
glieder zeigen u. s. w. Deshalb halten wir die Ausführung von Belastungsproben für werthvoll zur Beurtheilung von Eisenbrücken überhaupt und für neue Brücken insbesondere. Wir können diese Proben jedenfalls als Hilfsmittel zur Provokation von Deformirungen der Gesamtkonstruktion und der Längenänderungen der Konstruktionsglieder ansehen, wobei insbesondere die bleibenden Längenänderungen und Deformirungen wichtige Anhaltspunkte für die Beurtheilung der Konstruktion bieten.

Was die Deformirung der Träger anbelangt, so sei bemerkt, dass eine gleichmässige Gestaltung der Biegungspolygone bei den verschiedenen Belastungen in dem Sinne, dass symmetrisch belegene Knotenpunkte bei den jeweilig analogen Belastungen gleiche Einsenkungen zeigen, als günstiges Zeichen gelten kann. Werden bleibende Deformirungen konstatiert, so gibt die Gestalt dieses

Biegungspolygons oft einen werthvollen Anhalt für die Richtung, nach welcher weitere detaillirte Untersuchungen mittelst direkter Messung von Längenänderungen vorzunehmen seien.

Bleibende Längenänderungen einzelner Konstruktionsglieder bringen auch bleibende Deformationen der Brückenträger hervor. Nebenstehende Skizzen, Fig. 8, 9, 10 und 11 stellen den Einfluss der Längenänderung je eines Konstruktionsgliedes dar. Man sieht, dass der Längenänderung eines Gliedes immer eine Knickbildung der Gurte entspricht, so dass umgekehrt auch aus dem Vorhandensein einer solchen auf die Längenänderung des dieselbe bedingenden Gliedes geschlossen werden kann.

Fig. 10.

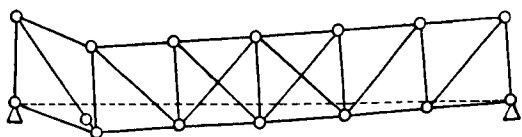


Wenn auch in der Praxis die Verhältnisse nicht so einfach liegen wie in den skizzirten Fällen, so wird doch das Vorhandensein etwaiger Knickbildungen in den gerade angelegten Gurtungen als ein zu beachtendes Symptom gelten können und zwar umso mehr dann, wenn diese Erscheinung erst in Folge der Probelastung sich einstellen würde.

Die bleibende Durchbiegung der Brückenträger kann im Allgemeinen aus zweierlei Ursachen entspringen.

1. Aus Arbeitsmängeln, insbesondere in Folge unvollkommener Nietarbeit. Die aus vielen Elementen zusammengesetzten Gurtungen decken in dieser Hinsicht meist den grössten Antheil an der bleibenden Durchbiegung. Das hiedurch entstehende Biegungspolygon ist dann gleichmässig symmetrisch gestaltet. Es ist wahrscheinlich, dass die aus dieser Ursache stammende und durch die Probelastung hervorgerufene Deformirung ihrer Grösse nach konstant bleibt, weil angenommen werden kann, dass die Wirkungen des Eigengewichtes und der Probelast ein scharfes Aneinanderpressen zwischen den verbundenen Elementen und den Nietbolzen in einem ausreichenden Grade herbeiführen.

Fig. 11.



Ein unter dem Einflusse der Zeit und der von Erschütterungen begleiteten zufälligen Belastungen etwa auftretendes weiteres Anwachsen der aus obiger Ursache abzuleitenden bleibenden Einbiegungen dürfte jedenfalls nur nach einer fallenden Reihe zu gewärtigen sein.

2. Aus den bleibenden Längenänderungen der Konstruktionsglieder.

Obwohl selbst geringe Anstrengungen des Materiales schon von bleibenden Längenänderungen begleitet werden, so sind diese doch insoweit, als die natürliche Elastizitätsgrenze nicht überschritten wurde, so klein, dass diese Grössen mit den bei Belastungsproben anwendbaren Instrumenten kaum gemessen werden können. Ueberschreitet

jedoch die Spannung, welche aus der Summenwirkung des Eigengewichtes, der Montirungsspannung, des Temperatureinflusses und der Probelast resultirt, diese Grenze, so ergeben sich bleibende Längenänderungen von messbarer Grösse.

Nach Prof. Bauschinger charakterisirt sich das Ueberschreiten der Elastizitätsgrenze folgendermaassen:

„Während die bleibenden Längenänderungen innerhalb der Elastizitätsgrenze nur klein sind und nur ganz allmählig mit der Belastung wachsen, werden sie nach Ueberschreitung jener Grenze mit einem Male bedeutend grösser. Während bei wiederholtem Hin- und Hergehen zwischen der Belastung Null und einer innerhalb der Elastizitätsgrenze gelegenen, immer wieder dieselben bleibenden und totalen Längenänderungen erhalten werden, steigen beide bei einer oberen Belastung, die über der Elastizitätsgrenze liegt, bei jedem neuen Wechsel zwischen Belastung und Null.“

Während weiter für Belastungen innerhalb der Elastizitätsgrenze die Zeit keinen Einfluss zeigt, findet bei Ueberschreitung dieser Grenze eine elastische Nachwirkung statt.“

Prof. Bauschinger folgert weiters den wichtigen Satz: „Wenn in einem Stabe, welcher wechselnden Beanspruchungen zwischen einer unteren und oberen Grenze, von denen wenigstens die letztere über der ursprünglichen Elastizitätsgrenze liegt, ausgesetzt wird, die Lage der Elastizitätsgrenze nicht verändert oder erhöht wird, so muss durch solche Anstrengungen, wenn sie oft genug wiederholt werden, schliesslich der Bruch erfolgen. Denn jede neue Austrennung bringt eine neue Vergrösserung der Längenänderung hervor. Wenn aber umgekehrt beide Grenzen der wechselnden Beanspruchungen unter der Elastizitätsgrenze liegen und liegen bleiben, so kann auch durch noch so lange fortgesetzte Wiederholung der Anstrengungen der Bruch nicht erfolgen.“

Nun kann allerdings die Elastizitätsgrenze durch ruhige Dehnungen mit Belastungen, die über der Elastizitätsgrenze aber unter der Streckgrenze liegen, gehoben werden; derartig ruhige Beanspruchungen kommen jedoch bei Brücken nicht vor, wo nicht blos die zufällige Last oft plötzlich, sondern auch mit starken Stosswirkungen verbunden auftritt. Auch der günstige Einfluss der Ruhepausen bei völlig entlasteten Stäben, wie dies die Versuche Bauschinger's lehren, kann wegen der permanenten Wirkung des Eigengewichtes bei Brückengliedern nicht zur Geltung gelangen.

Es wird also nicht anzunehmen sein, dass allfällig über die natürliche Elastizitätsgrenze reichende Anstrengungen der Konstruktionsglieder eiserner Brücken eine Hebung der Elastizitätsgrenze bewirken werden. Die bleibenden Längenänderungen, welche auf die Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze zurückzuführen sind, werden demnach nicht konstant bleiben; dieselben werden vielmehr unter wiederholten Belastungen Vergrösserungen in steigender Progression erfahren.

Im Allgemeinen ist also die bleibende Deformirung der Brückenträger als Summenwirkung zweier verschiedener Ursachen zu betrachten, wobei die Wirkung der ersteren nahezu konstant bleibt oder doch

mit der Zeit bloß nach fallender Reihe wächst, die der letzteren jedoch in steigender Progression mit der Zeit sich vergrößert.

Es ist daher unbedingt nothwendig zeitweise Beobachtungen in dieser Hinsicht vorzunehmen, um über die Natur und Bedeutung vorhandener, bleibender Deformationen Aufschlüsse zu erlangen.

Besondere Probelastungen sind hiezu nicht erforderlich, da die Verkehrslasten solche ohnedies besorgen. *)

Ueber die Grösse der bei den gewöhnlichen Belastungsproben an Balkenträgern gemessenen bleibenden Einsenkungen in der Brückenmitte sei bemerkt, dass dieselben zwischen 0 bis etwa $\frac{1}{5000}$ der Stützweite gefunden wurden. Die Brücken der Oesterr. Nordwestbahn ergaben in keinem Falle mehr als $\frac{1}{10000}$ der Stützweite.

Resumé.

Zur Erkenntniss „abnormaler“ Zustände in eisernen Brücken führen neben den rechnerischen Ermittlungen genaue Untersuchungen der Brücken in Hinsicht auf die geometrische Gestalt der Gurte in horizontalem und vertikalem Sinne, dann auf alle Details in konstruktiver Beziehung und auf allfällig äusserlich wahrnehmbare Arbeitsmängel, Rostbildung u. s. w.

Das Vorhandensein verborgener, von inneren Spannungen bedingten Abnormitäten in einzelnen Brückenorganen kann durch zweckmässige Belastungsproben zur Offenbarung gebracht werden, indem dabei die Druckglieder auf ihre Steifigkeit gegen seitliches Ausbiegen beobachtet, Deformationen der Brückenträger und die Längenänderung einzelner Konstruktionsglieder mit besonderer Beachtung der bleibenden Gestaltsänderungen gemessen werden. Bei der Deformirung der Brückenträger ist auf die Ungleichmässigkeiten in der Gestaltung der Biegungspolygone hinsichtlich symmetrisch gelegener Knotenpunkte bei analogen Belastungen und auf allfällig bleibende Knickbildungen der Gurtungen vornehmlich zu achten.

Direkte Messungen der Längenänderung von Konstruktionsgliedern hinsichtlich der daselbst auftretenden Sekundärspannungen mittelst Fränkel'scher Dehnungszeichner werden die vorzunehmenden Untersuchungen wesentlich vervollständigen.

*) Bei dieser Gelegenheit erlaube ich mir die Mittheilung einzuflechten, dass auch mein verehrter Lehrer, unser Altmeister Professor Ritter von Rebhann, die Ansicht theilt, wonach periodisch zu wiederholende Aufnahmen der Gestalt der Träger mittelst Nivellement über etwaige in der Zeit eingetretene Formänderungen derselben den besten Aufschluss geben, um auf Grund dessen Folgerungen über den Zustand des betreffenden Brückenbauwerks zu ziehen. Prof. v. Rebhann hat diese Ansicht in einem über Aufforderung des Magistrates der Reichshaupt- und Residenzstadt Wien erstatteten Gutachten über die zur Untersuchung der von ihm erbauten Aspernbrücke erforderlichen Maassnahmen geäußert, wobei er jedoch überdies die Vornahme von Belastungsproben für wünschenswerth erklärte.

Periodisch zu wiederholende Nivellements des Linienzuges der Gurtungen unter Berücksichtigung des jeweiligen Einflusses der Temperatur, werden Aufschluss geben über allfällige Aenderungen der Deformirung. Bei Abwesenheit von Materialfehlern ist das konstante Erhalten der bleibenden Deformirung als charakteristisches Merkmal der Sicherheit der Konstruktion anzusehen. Führen dagegen die abnormalen Zustände zu bleibenden Deformationen, die mit der Zeit an Grösse progressiv zunehmen, so müsste die Prognose als „zweifelhaft“ oder „ungünstig“ gestellt werden, und es wären dann alle Vorsichtsmaassregeln zu treffen, die geeignet sind einer möglichen Katastrophe vorzubeugen.

Wir haben unsere Betrachtung ausschliesslich auf die Hauptträger der Brücke gerichtet und den Fahrbahnträgern bisher keine Beachtung geschenkt, wengleich die Sicherheit des Verkehrs auch von der dauernden Leistungsfähigkeit dieser, die Lasten unmittelbar aufnehmenden und auf die Hauptträger übertragenden Organe abhängig ist und auch in denselben abnormale Zustände vorhanden sein können. Ohne auf eine besondere Erörterung diesbezüglich einzugehen, wird die Untersuchung der Fahrbahnträger beschränkt werden können auf eine rechnerische Prüfung der Dimensionen und Befestigungen und auf die Untersuchung der Konstruktionsdetails. Es wird zu beachten sein, ob die Querträgerwände nicht etwa durch ungenau abgelängte Längsträger verbogen erscheinen u. s. w. Zur Ermittlung der inneren Spannungen unter der Probelast dürfte es genügen, wenn für einen oder den anderen Quer- und Längsträger mittelst Fränkel'scher Dehnungszeichner Längenänderungsmessungen unter der bewegten Last vorgenommen werden.

Es versteht sich von selbst, dass die gründliche Untersuchung der Brücken nicht vollständig sein würde, wenn sich dieselbe nicht auch auf die Zwischenkonstruktionen, die Wind- und Querverbände und namentlich auf die Auflagerkonstruktion erstrecken würde.

Nach den vorgeführten Darlegungen würde die Untersuchung der Eisenbrücken viel Zeit, Mühe und Sachkenntniss erfordern; dennoch ist es im Interesse der Sicherheit und insbesondere auch dann, wenn die Beurtheilung eines Brückenbauwerkes in Hinsicht auf seinen Zustand verlangt wird, geboten, kein Opfer an Zeit und Mühe zu scheuen, und damit das Bewusstsein zu erlangen, Alles gethan und nichts unterlassen zu haben, was zur Klärung der Verhältnisse und zur Förderung der eigenen Erkenntniss beitragen könnte. Auch hier, wie überall hat der alte klassische Spruch Geltung: „Vor die Tugend setzten die ewigen Götter den Schweiss“.

Fig. 1. Grundriss.

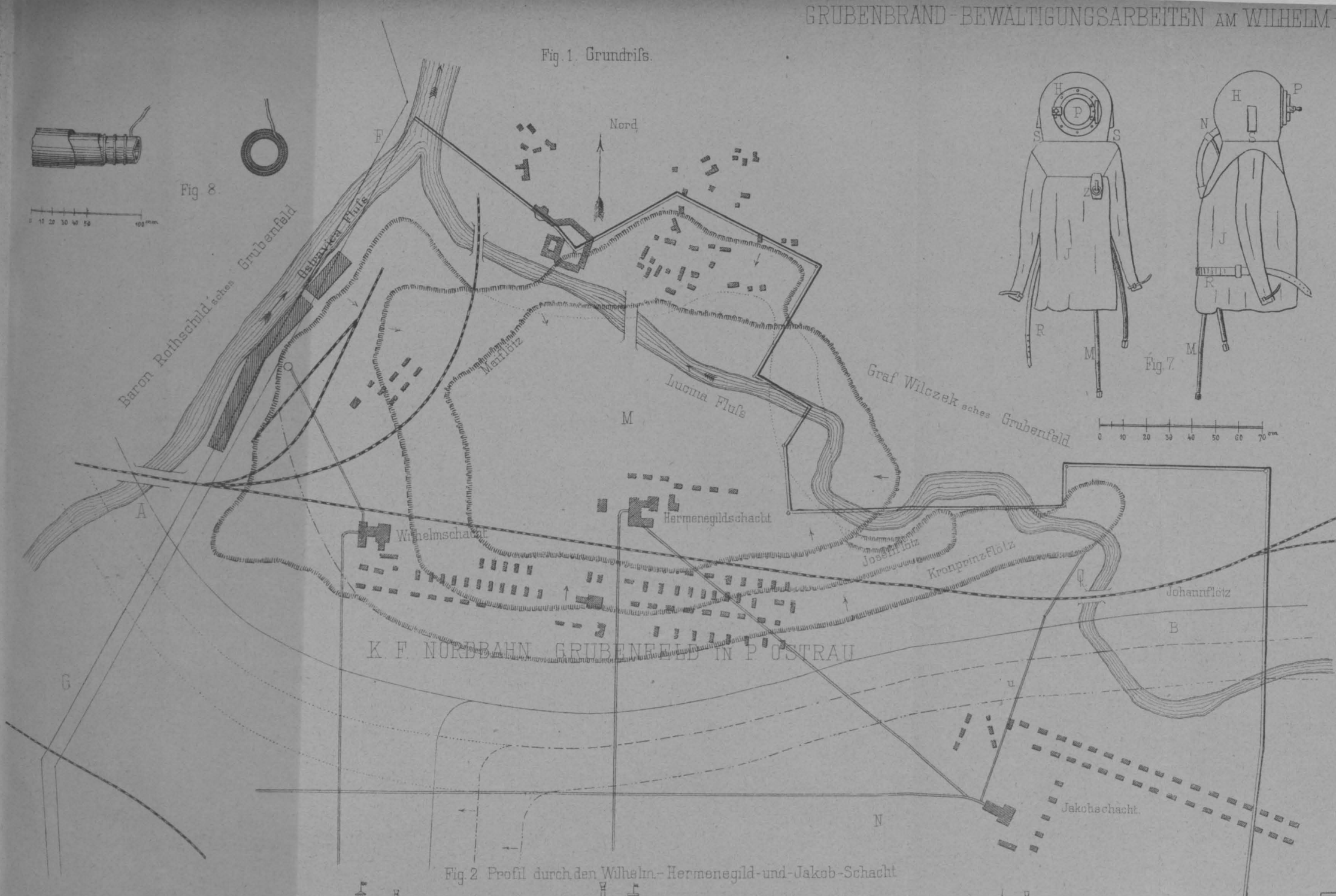


Fig. 2. Profil durch den Wilhelm-Hermenegild-und-Jakob-Schacht

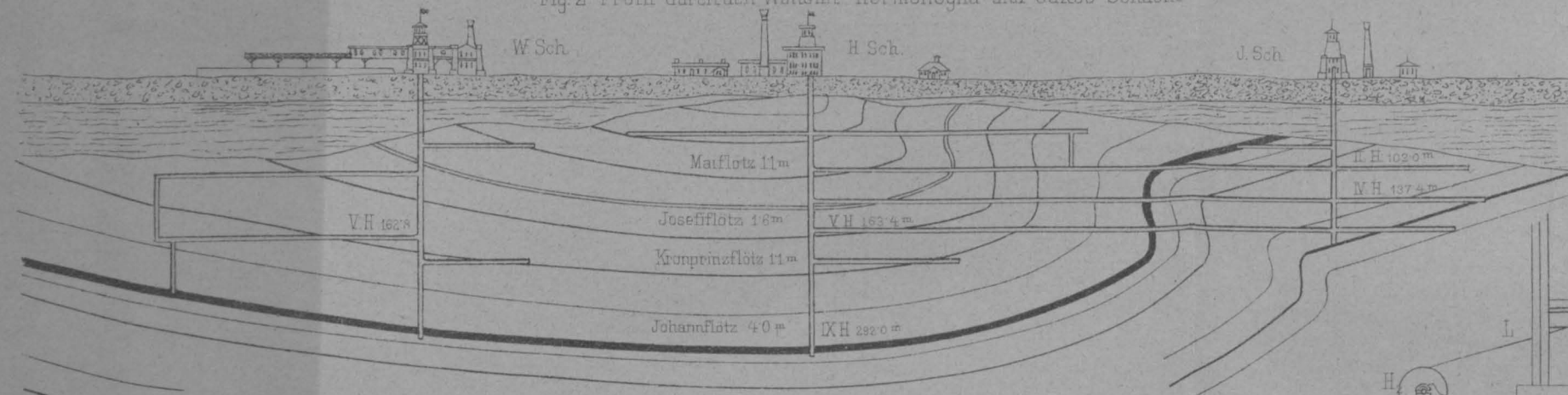


Fig. 12.

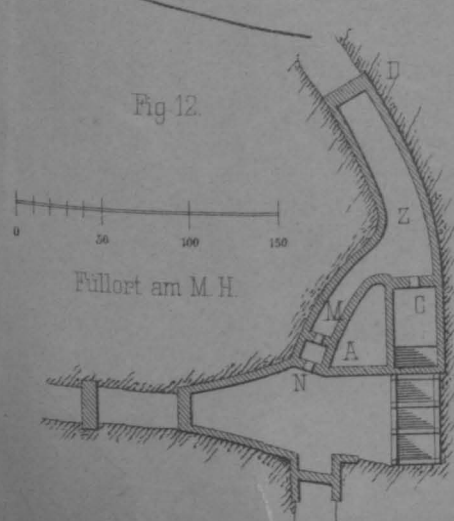


Fig. 6.

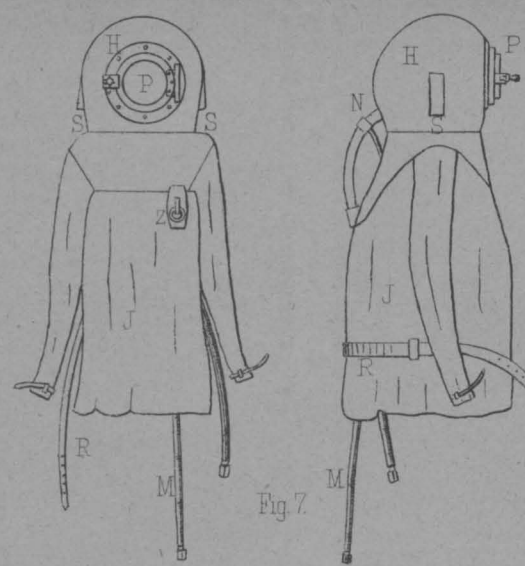
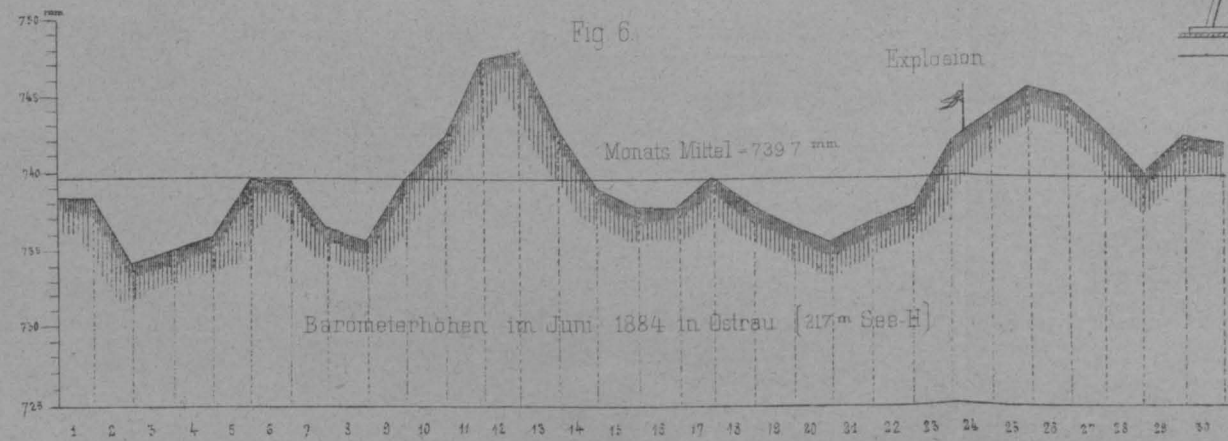


Fig. 7.

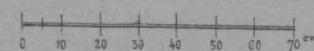


Fig. 8. Profil von Süd nach Nord durch den Wilhelm-Schacht.

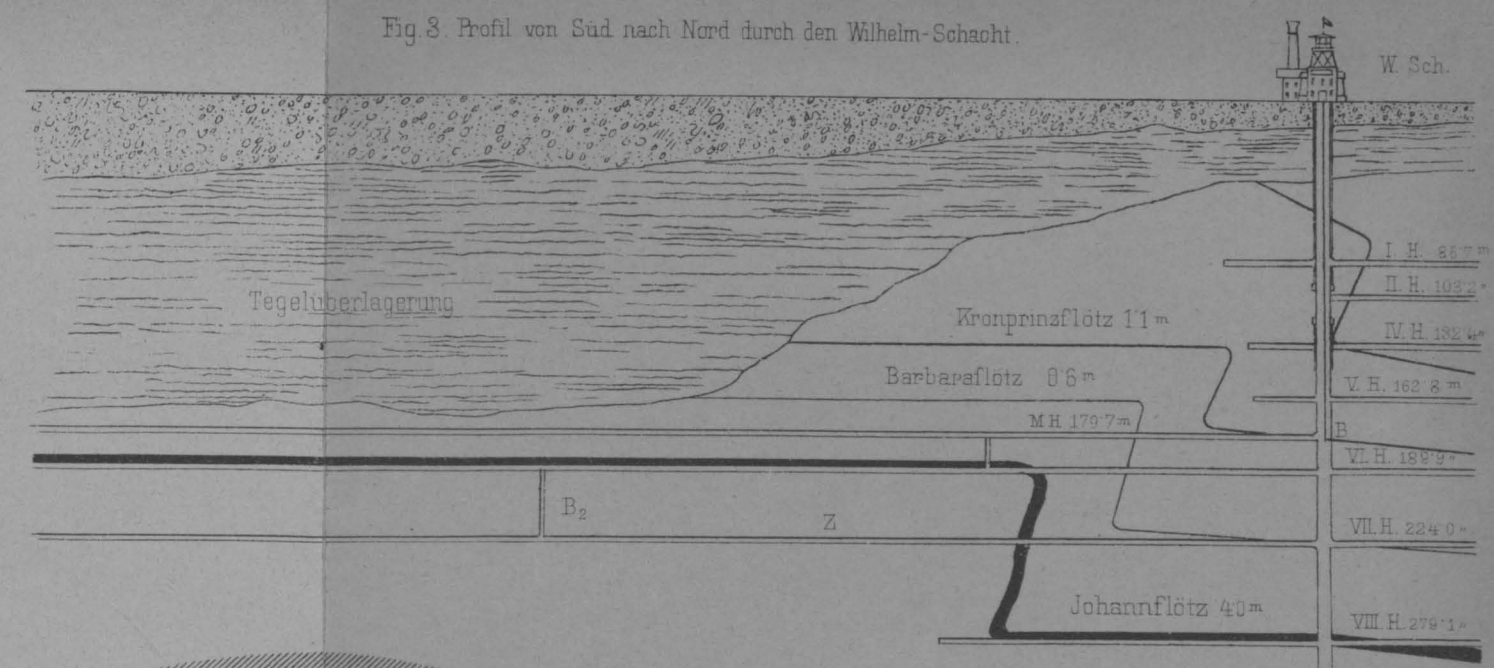


Fig. 5. Wetterschachttrumm

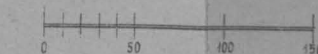
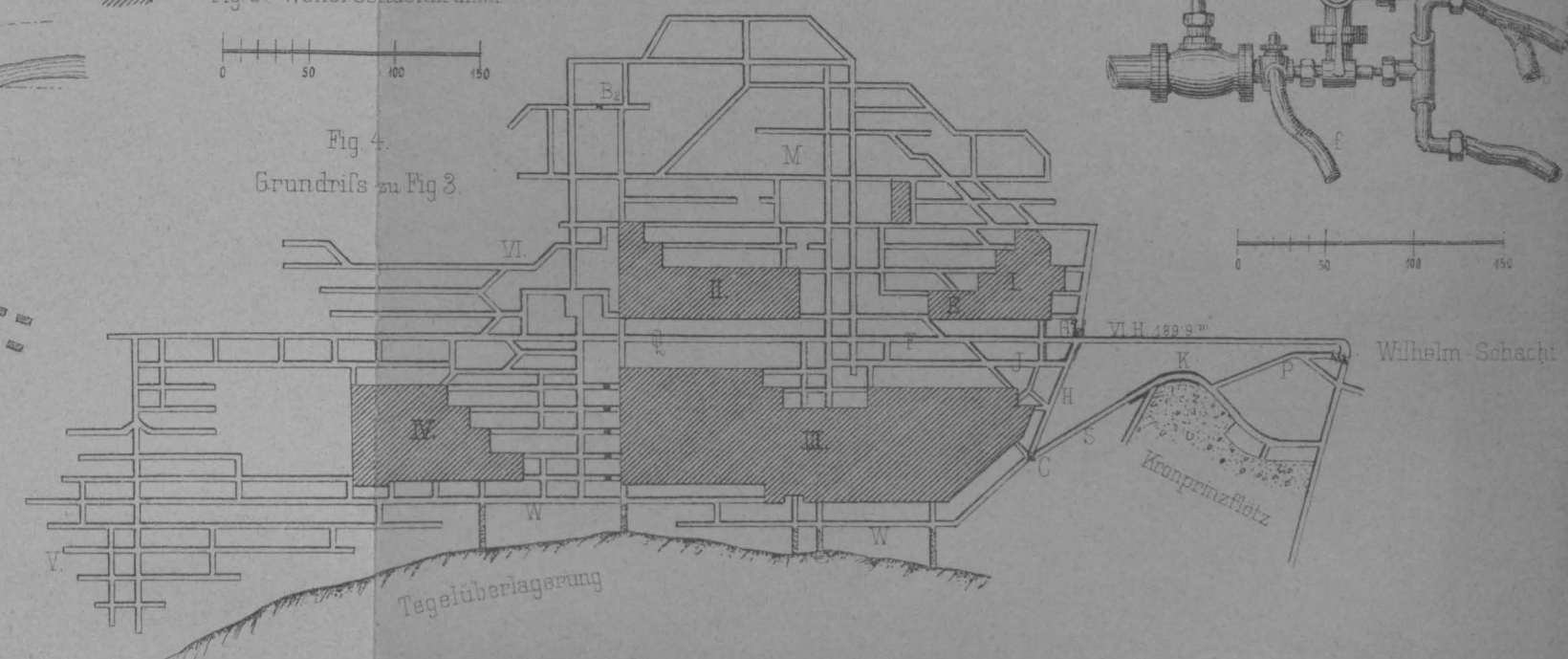
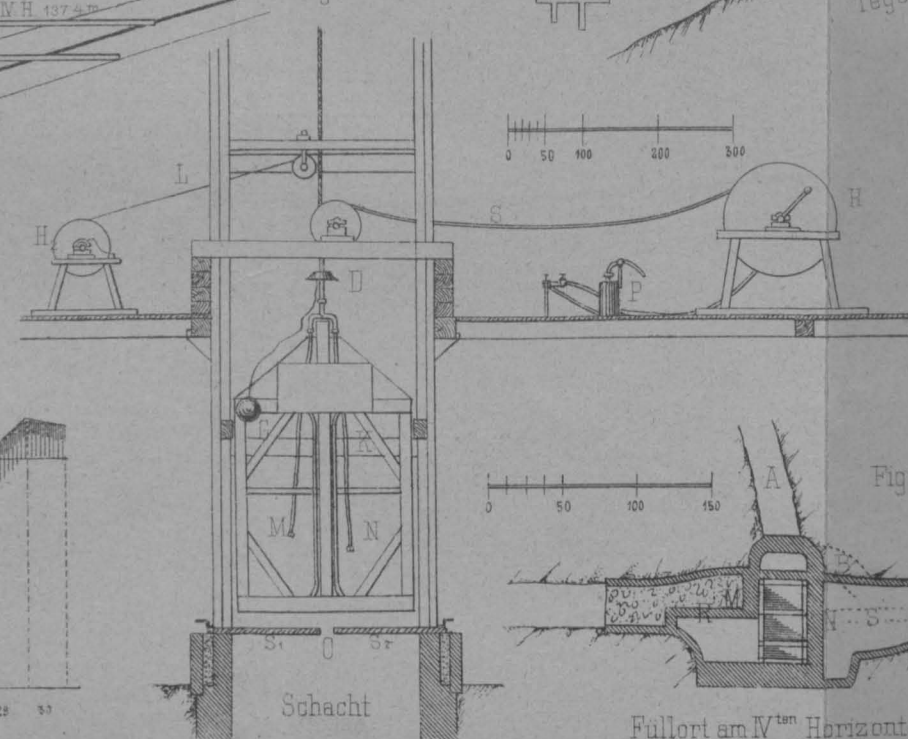
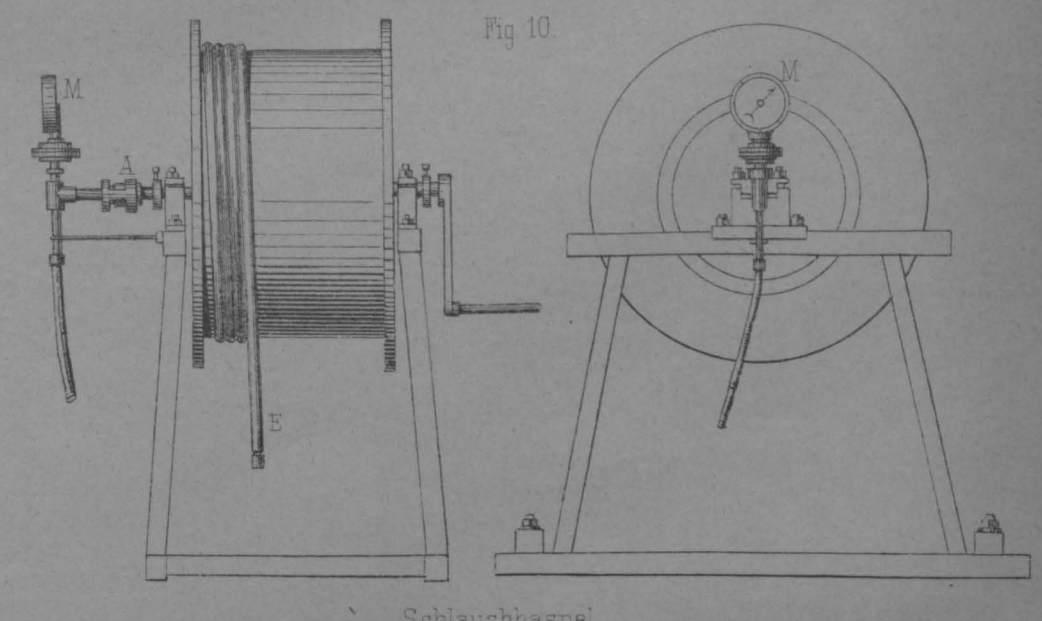
Fig. 4.
Grundriss zu Fig. 3.

Fig. 9.



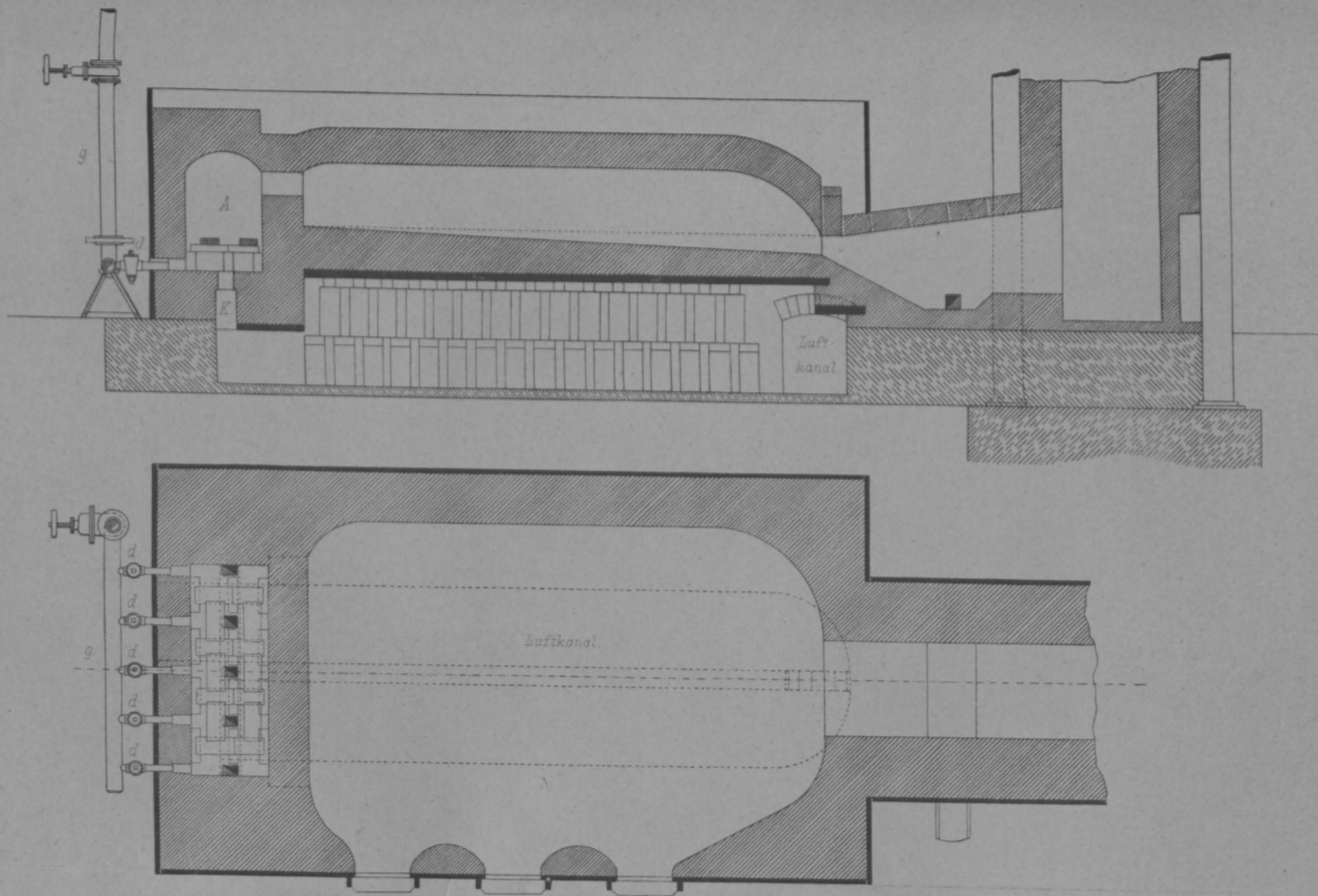
Füllort am IVten Horizonte

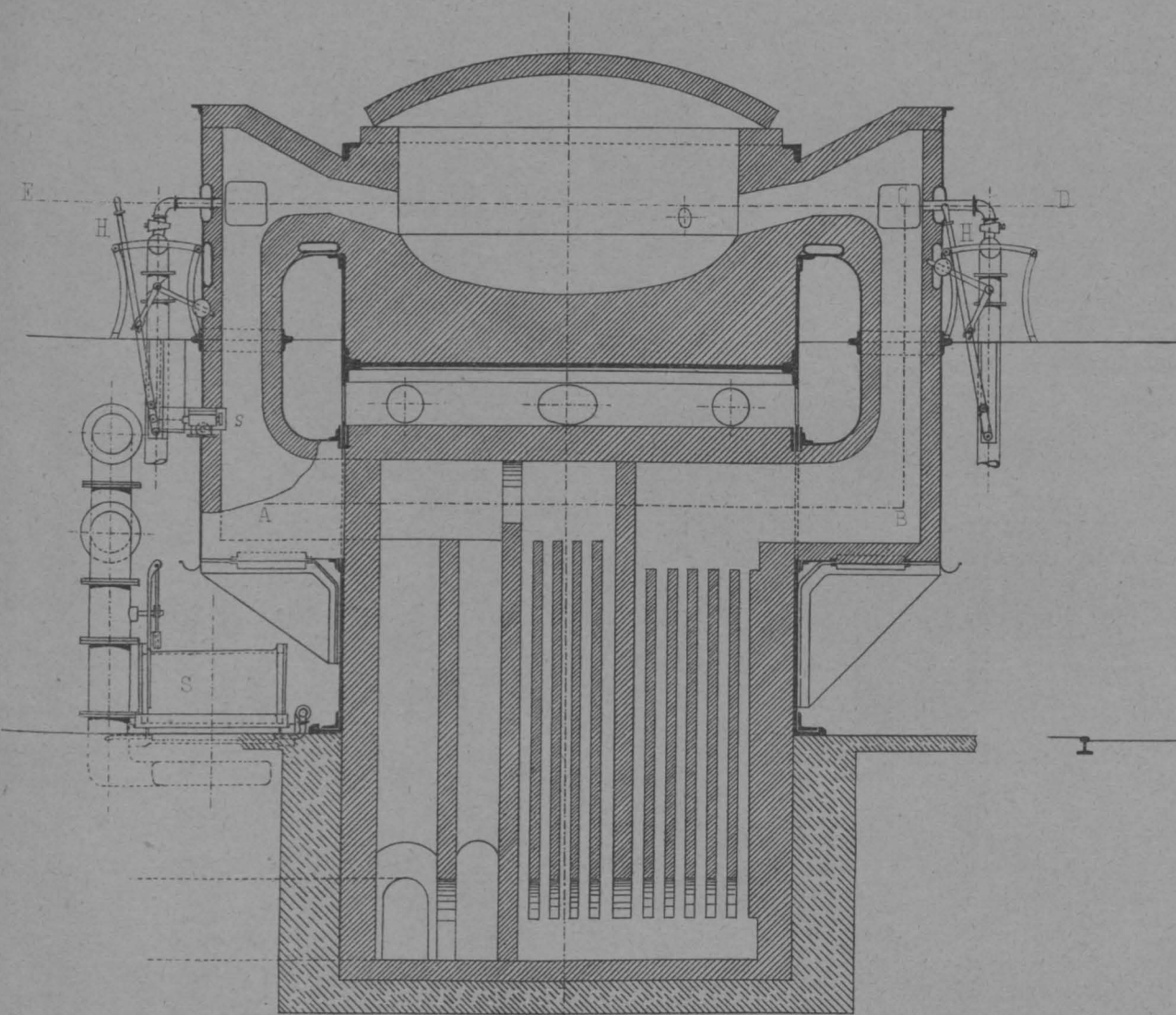
Fig. 10.



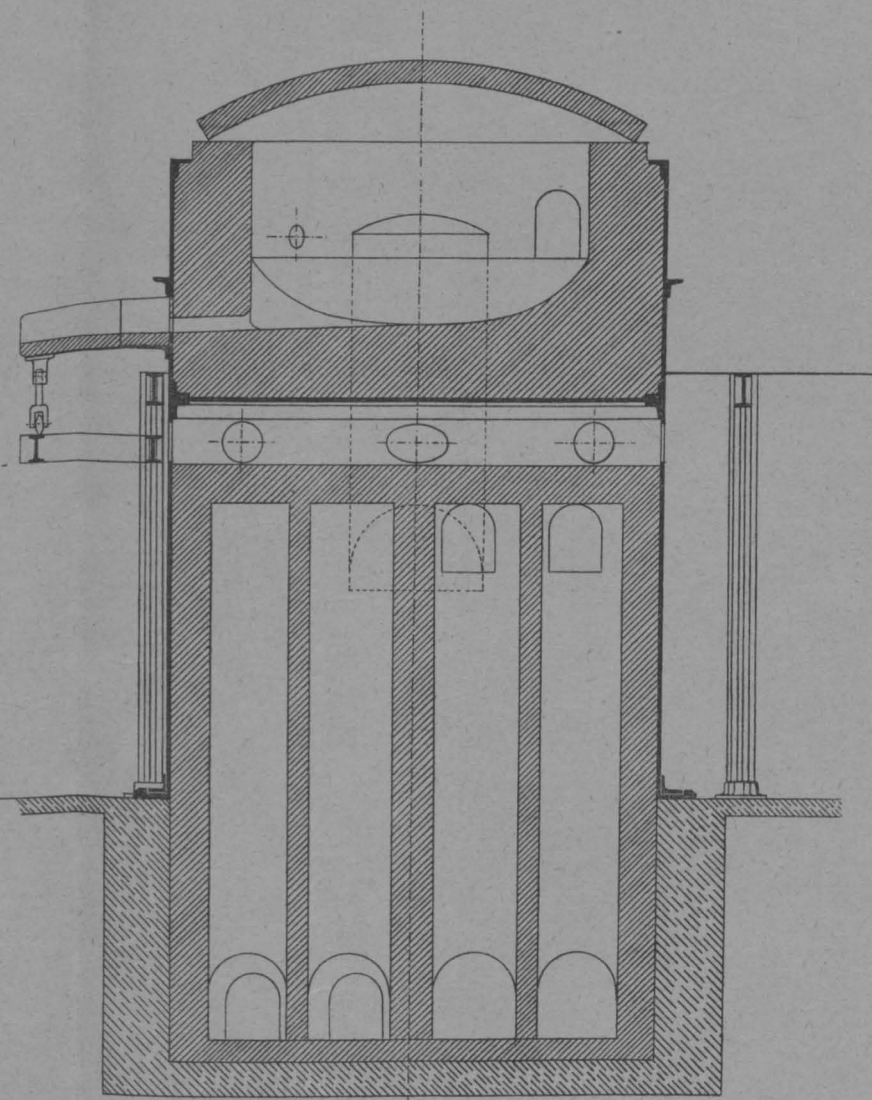
Schlauchhaspel

SCHWEISSOFEN MIT WASSERGASFEUERUNG

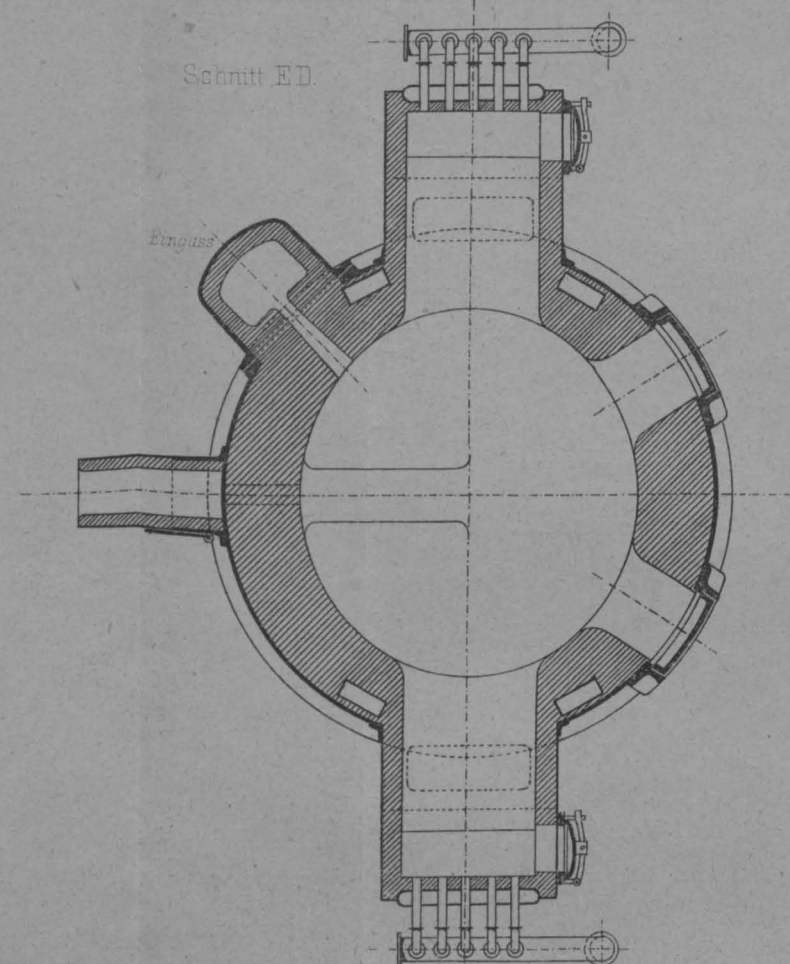
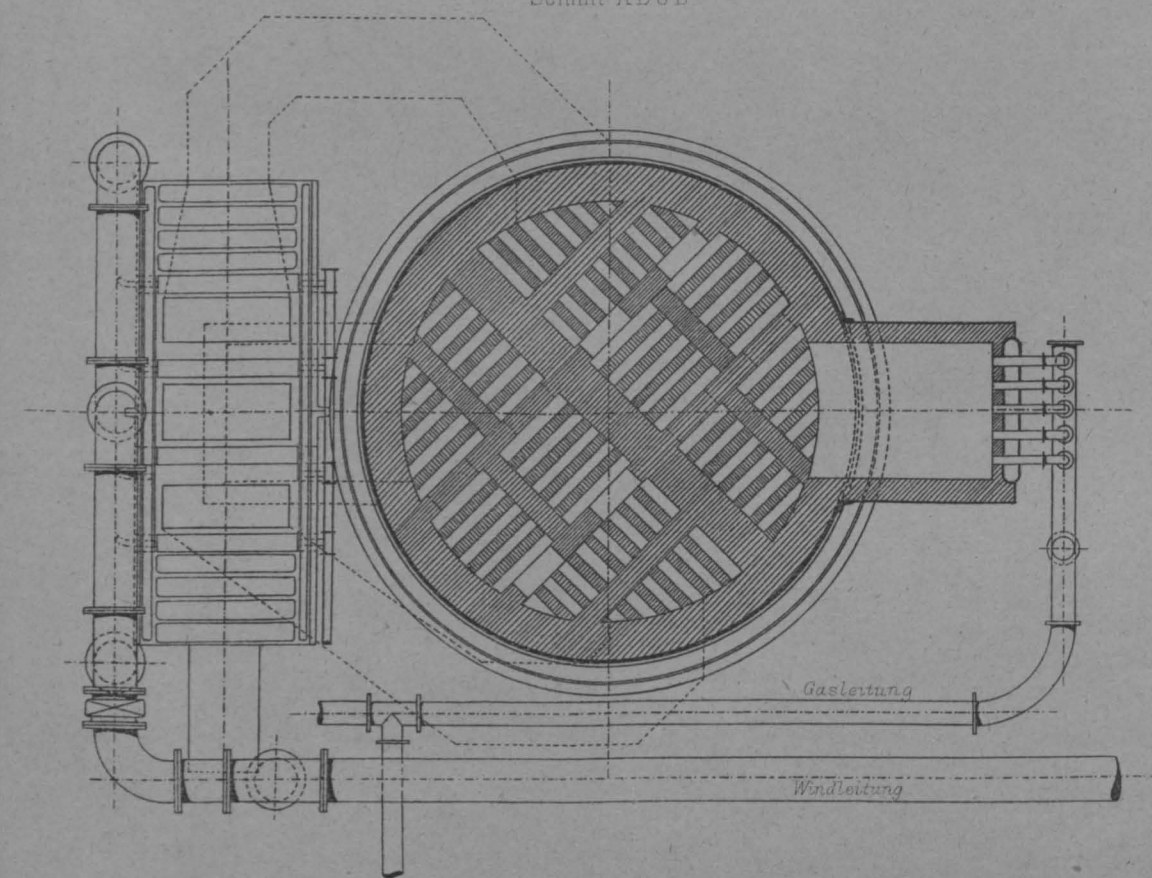
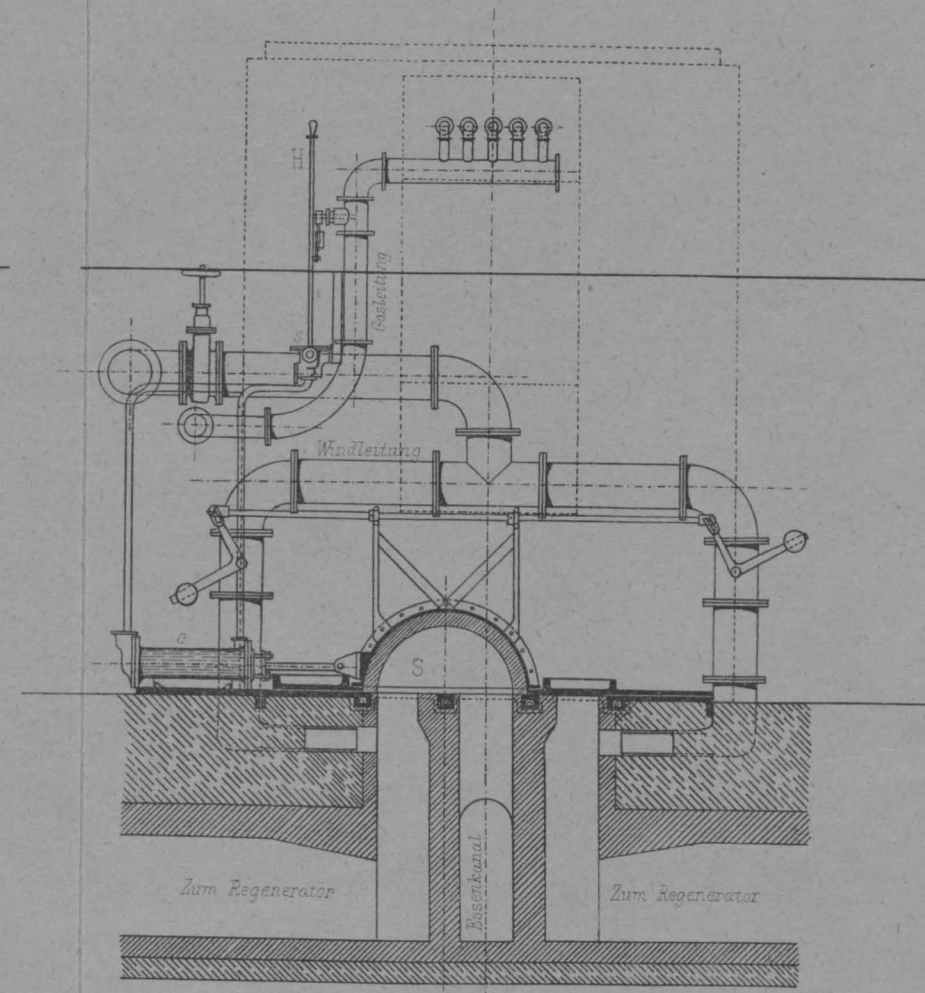




Schnitt ABCD



Schnitt ED



MARTINOFEN MIT WASSERGASFEUERUNG

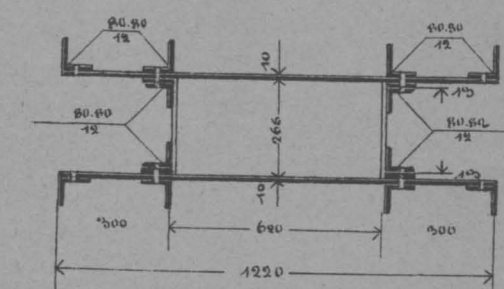
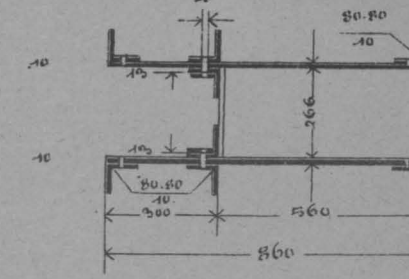
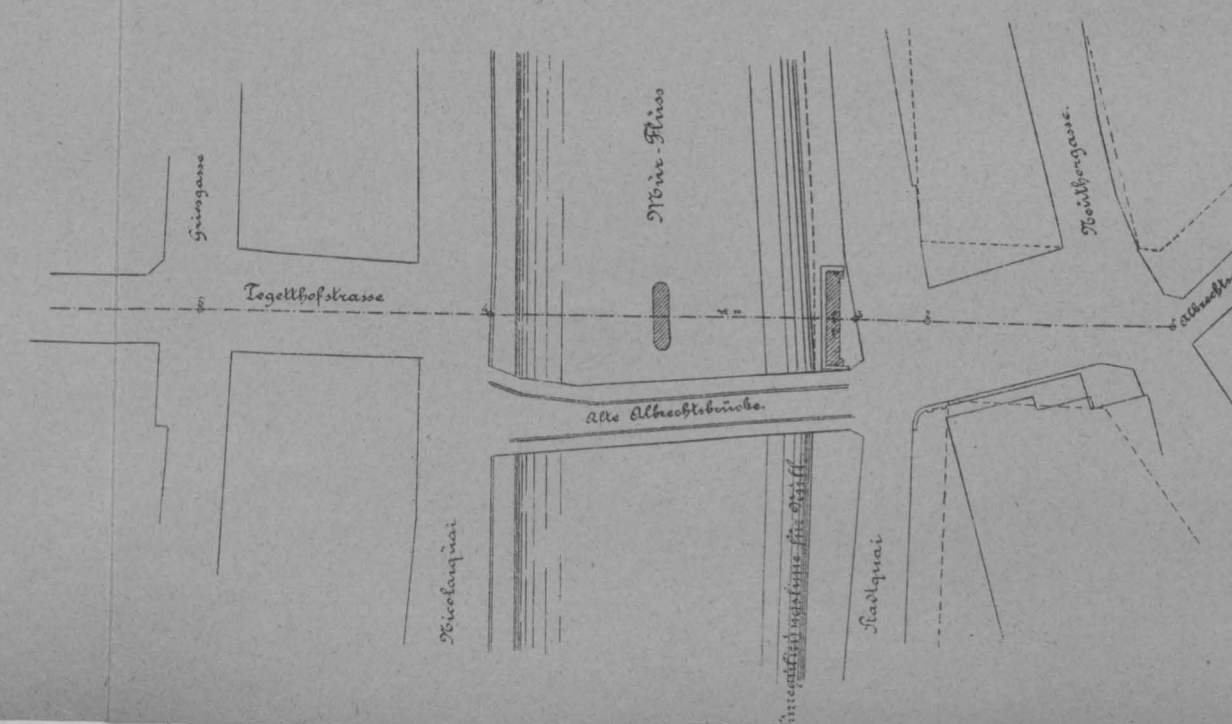
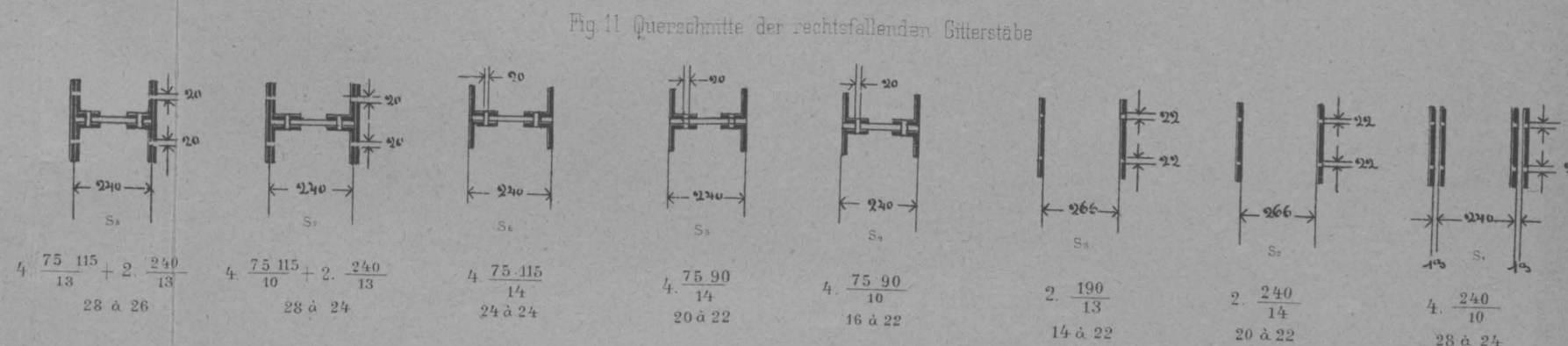


Figure 1 shows schematic diagrams of the reinforcement layout for the slab. The diagrams include cross-sections S₁ through S₈ and longitudinal sections. Dimensions are given in mm. The diagrams illustrate the placement of reinforcement bars (top and bottom) and the dimensions of the slab (width, height, and spacing).



EISERNE STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN MURFLUSS IN GRAZ

Fig 12. Querschnitt der Brücke

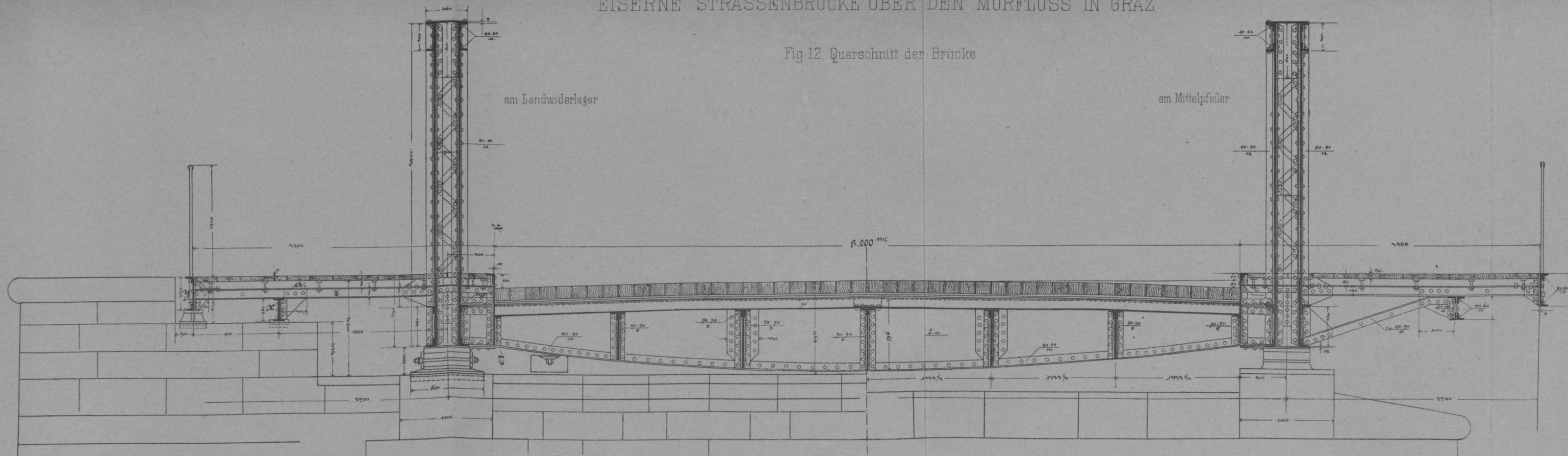


Fig 15 Endquerträger u Dilatation

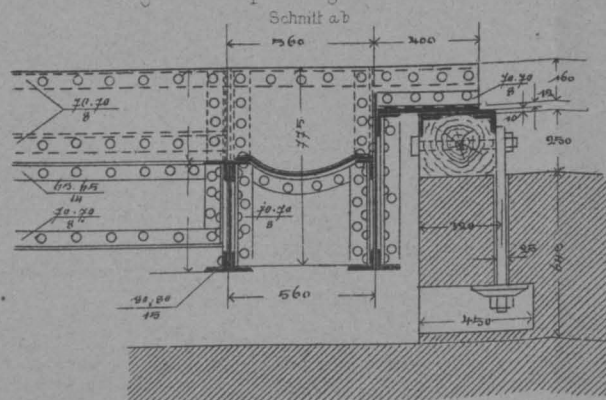


Fig 16 Endquerträger u Dilatation

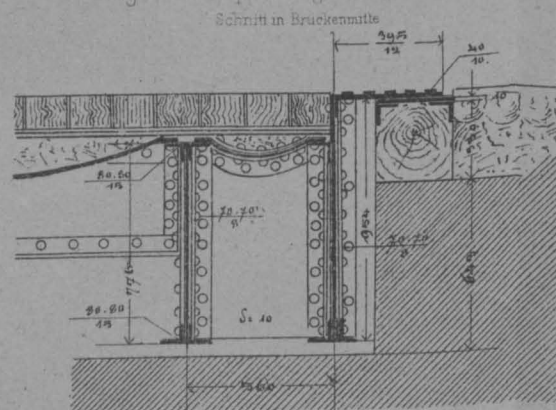
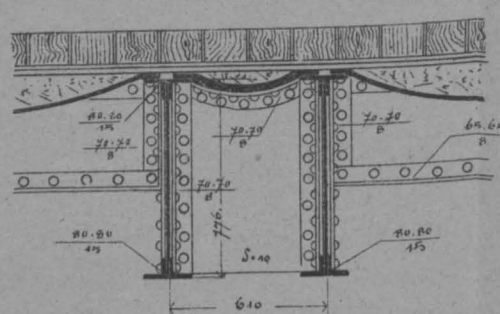
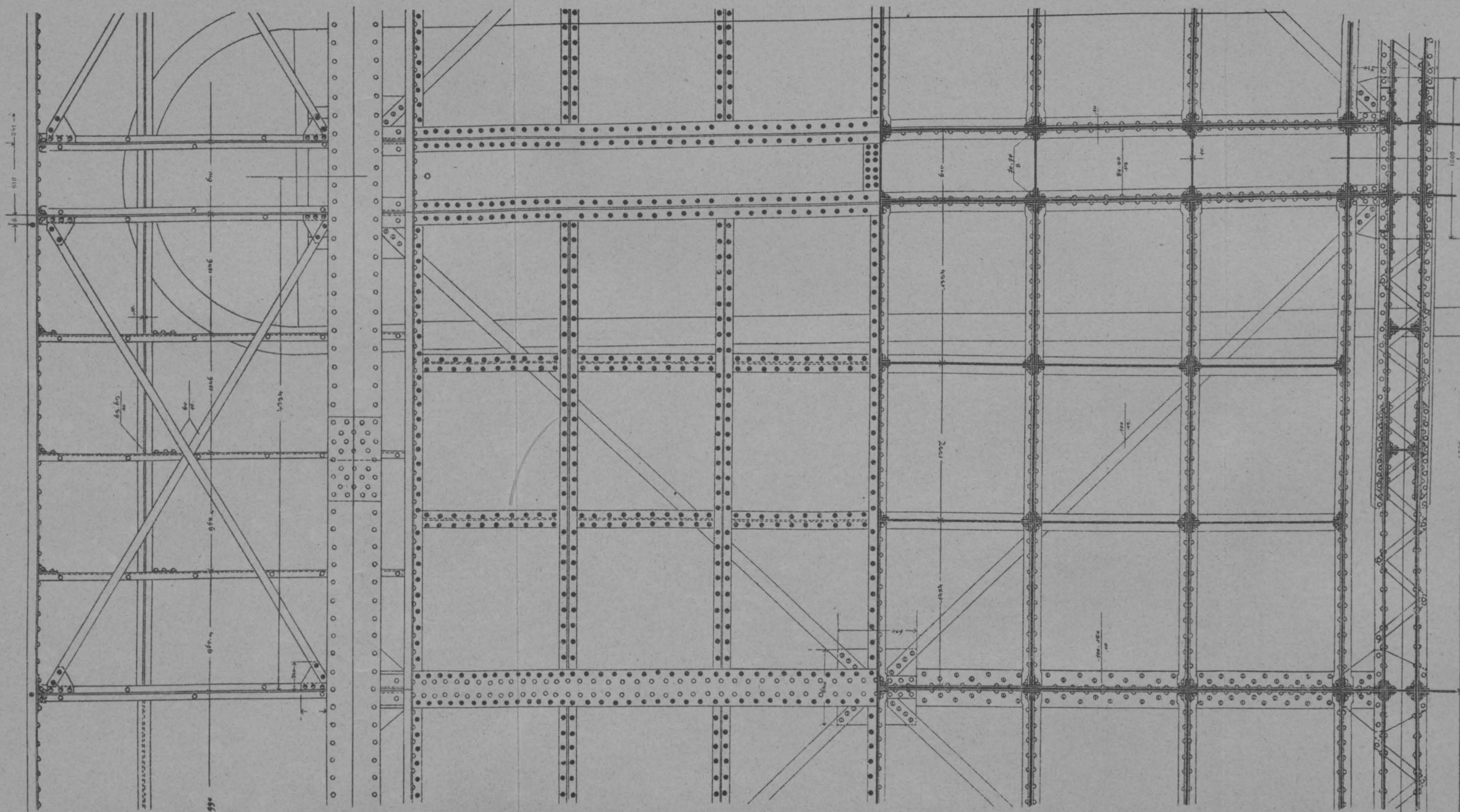


Fig 17 Querträger am Mittelpfeiler



Maassstab für Fig 14-17 1:30

Fig 13 Draufsicht und Horizontalschnitt am Mittelpfeiler



Maassstab für Fig 12 u 13 1:40

Nietenbezeichnung $\odot 22^{mm}$ $\circ 20^{mm}$ $\bullet 18^{mm}$ $\blacktriangleright 16^{mm}$

Fig 14 Stirnansicht des Endständers

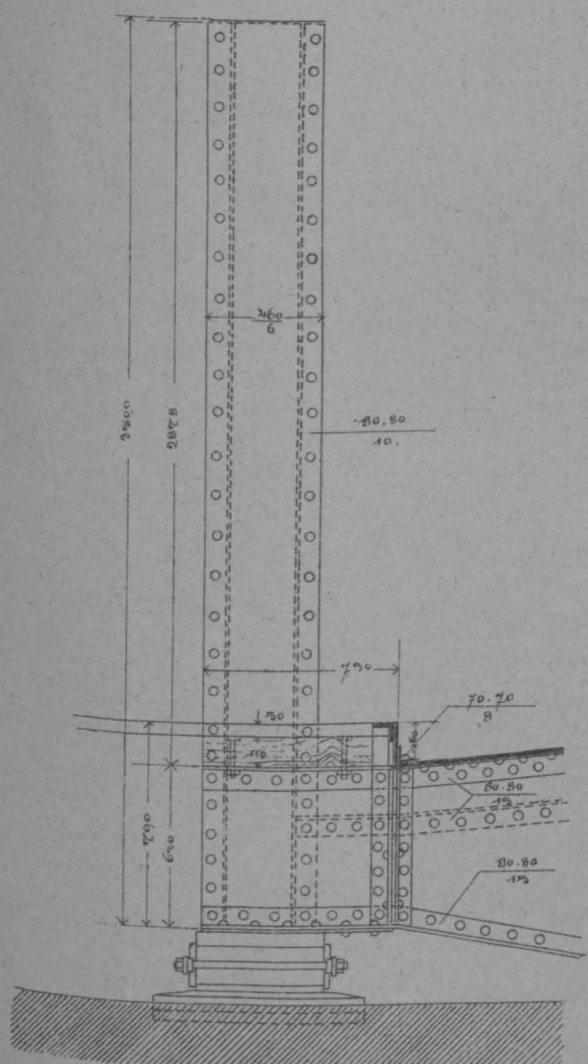


Fig. 19 Längenschnitt u. Längenschnitt
am Mittelpfeiler

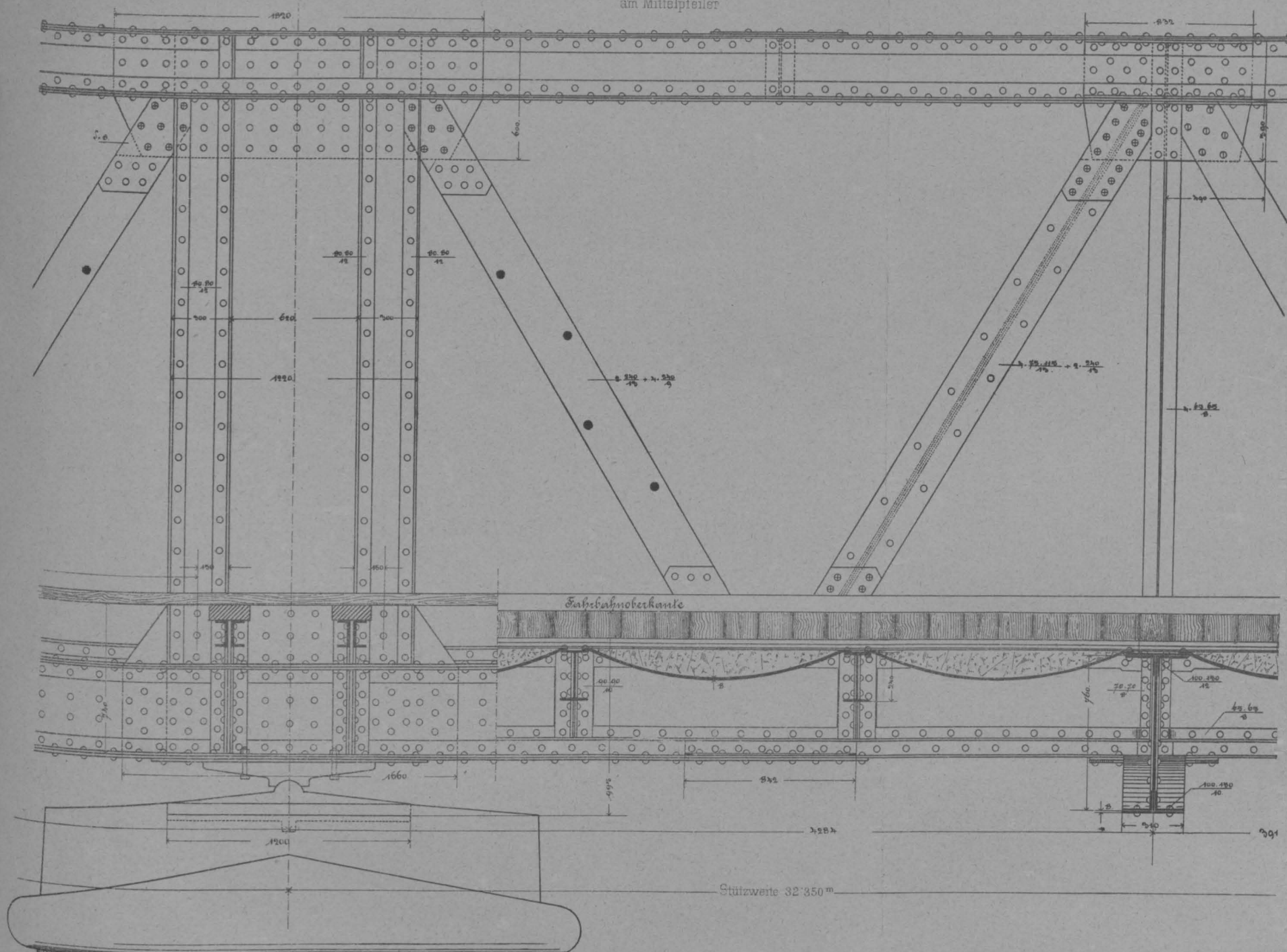


Fig. 18. Längenschnitt am Endpfeiler

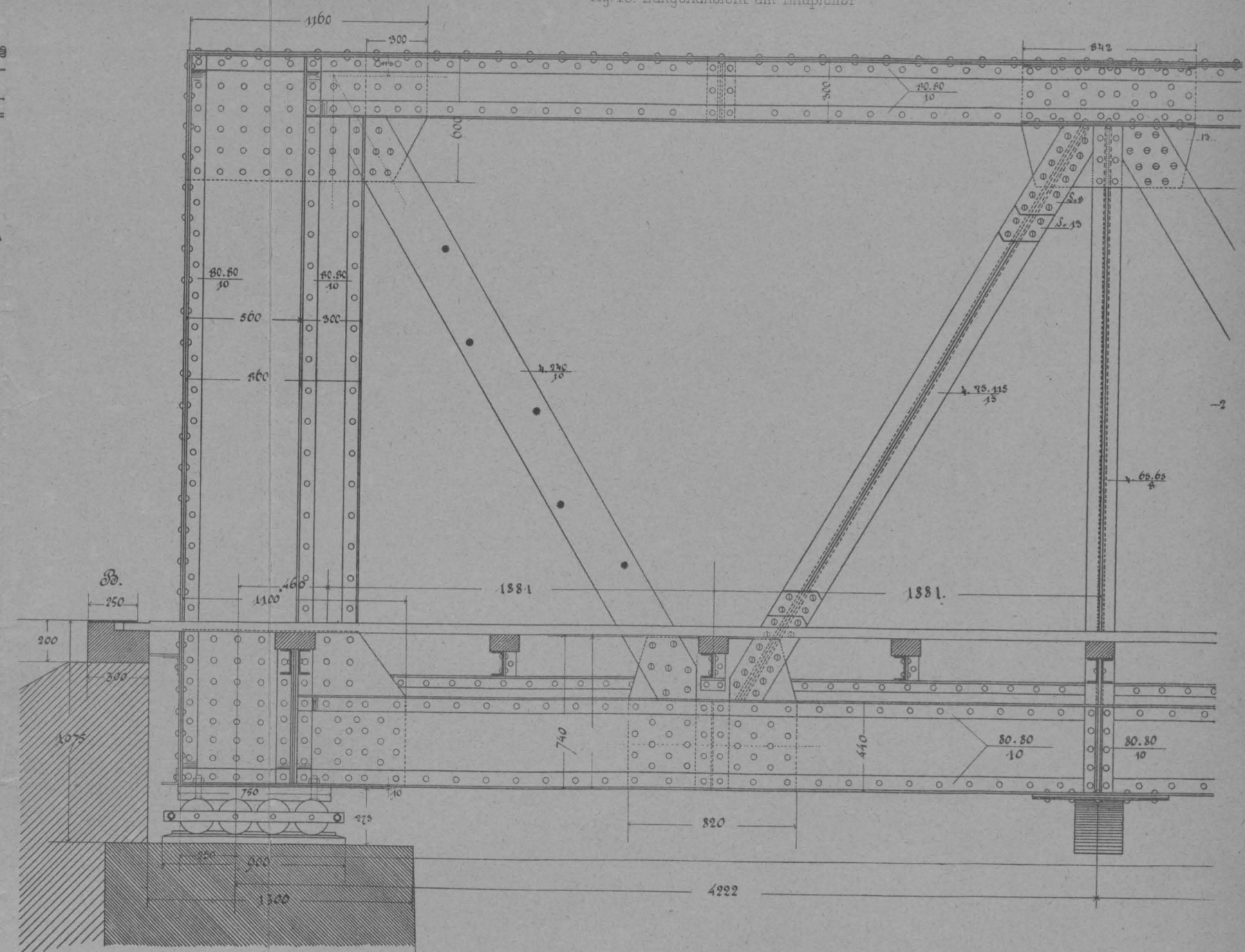
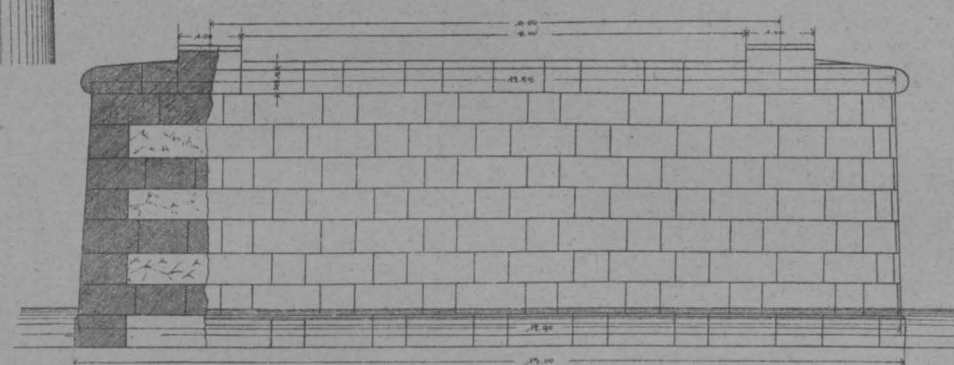


Fig. 21. Strampfeiler
Schnitt und Längenschnitt



Linksufriger Landpfeiler
Fig. 23. Längenschnitt

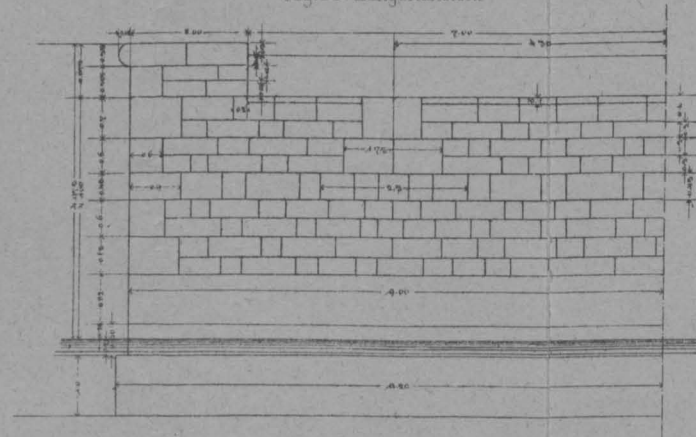


Fig. 25. Rüstung für den Pfeilerbau

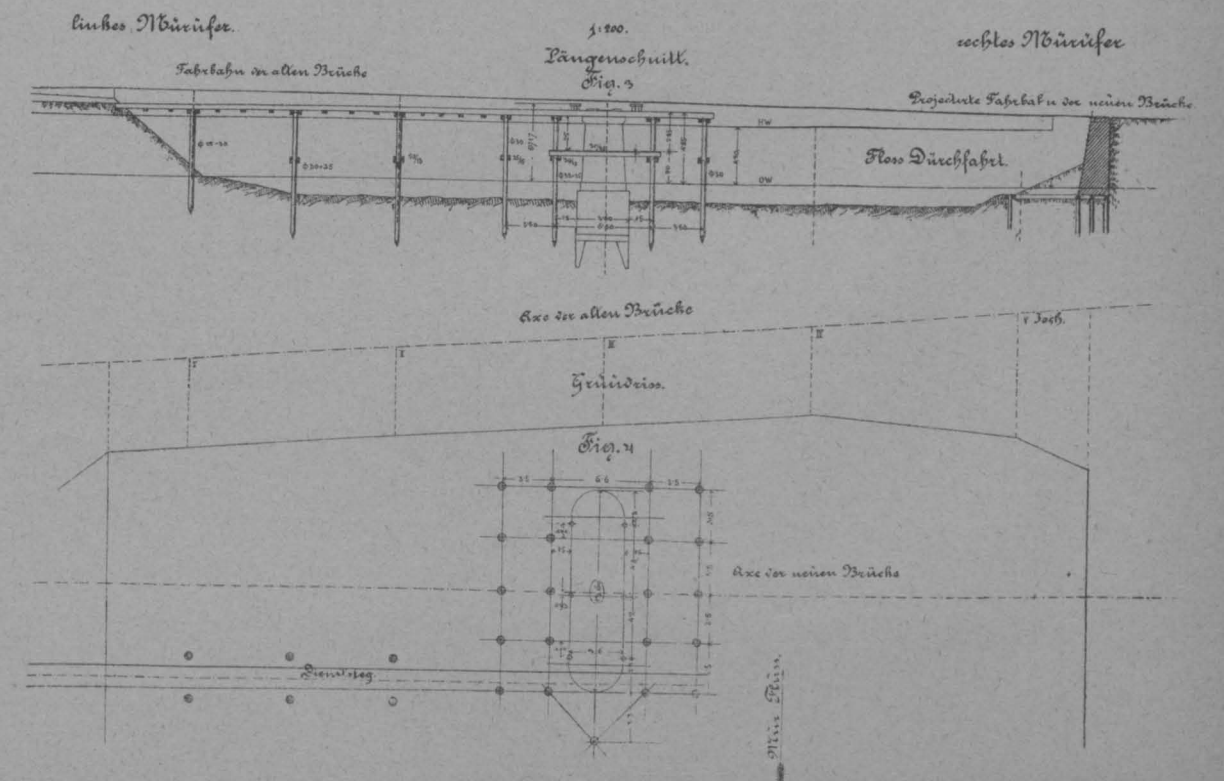


Fig. 20 Querschnitt
des linksufrigen Landpfeilers

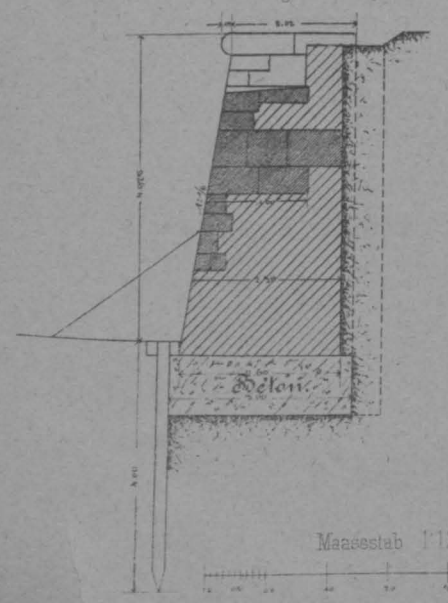


Fig. 22 Draufsicht

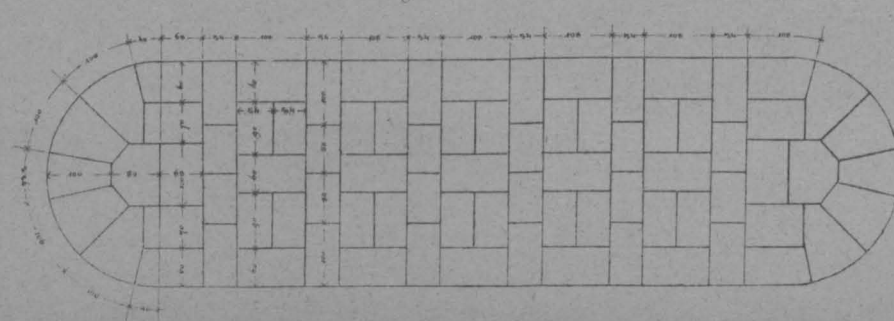
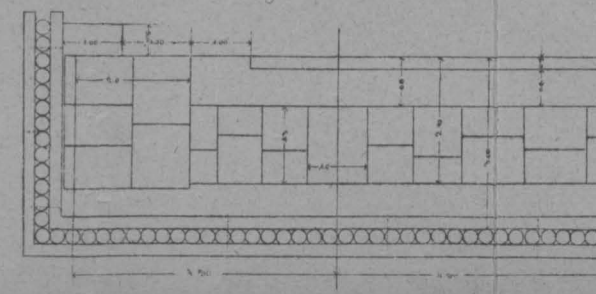


Fig. 24 Grundriss

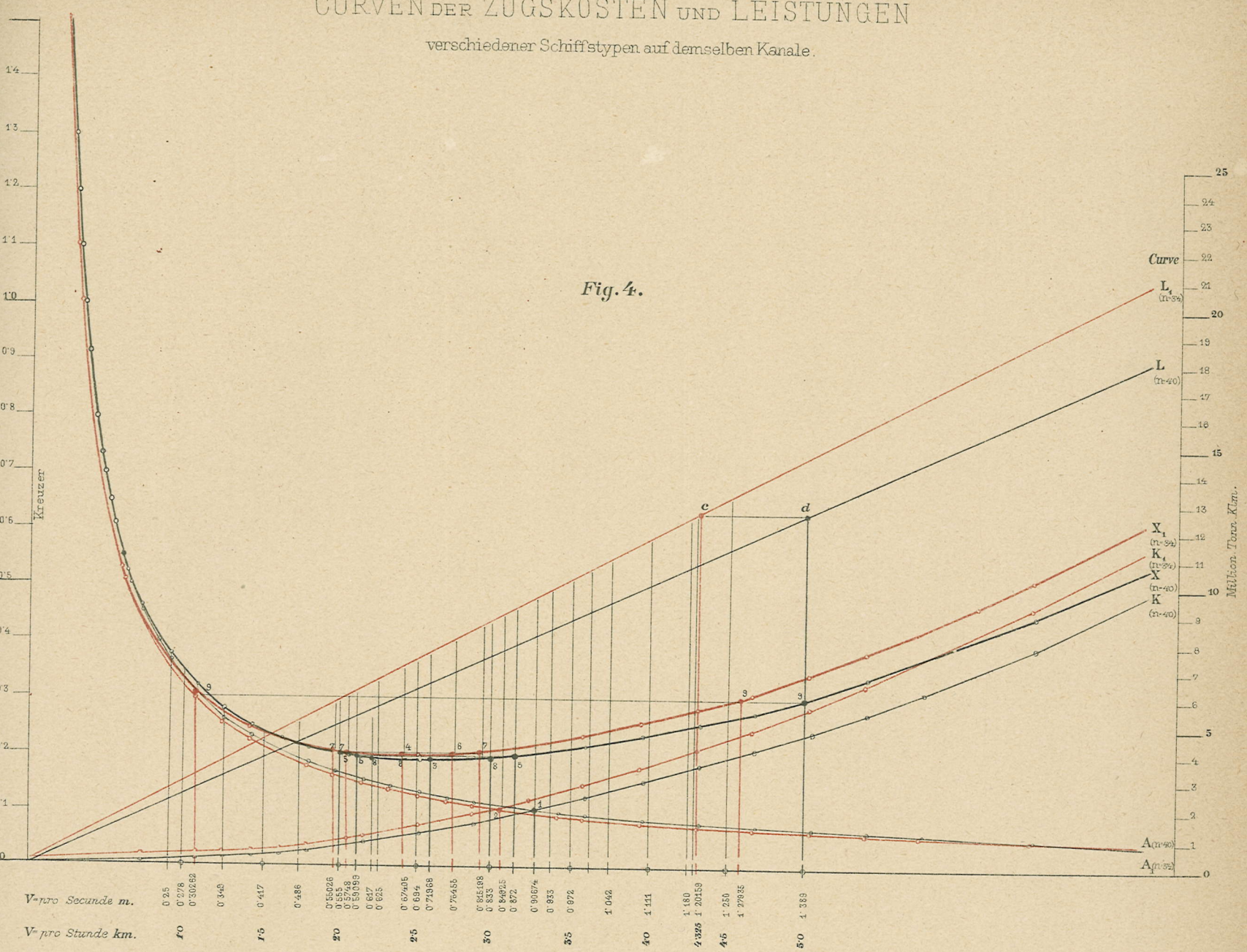


Maassstab 1:125

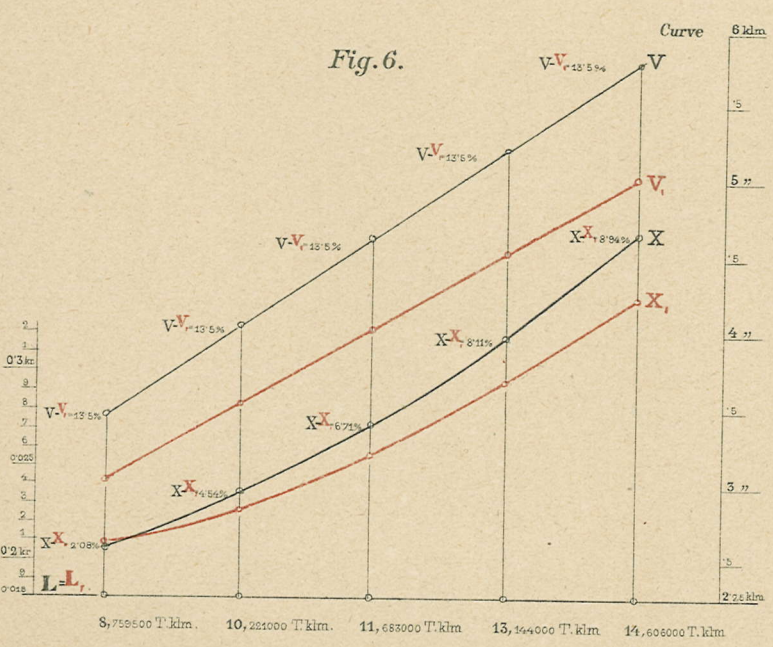
Maassstab für Br. 12. 1:125

CURVEN DER ZUGSKÖSTEN UND LEISTUNGEN

verschiedener Schiffstypen auf demselben Kanale.



Maßstab für die Längen 2 cm = 0.2 m



Maßstab: 5 cm = 0.4 m

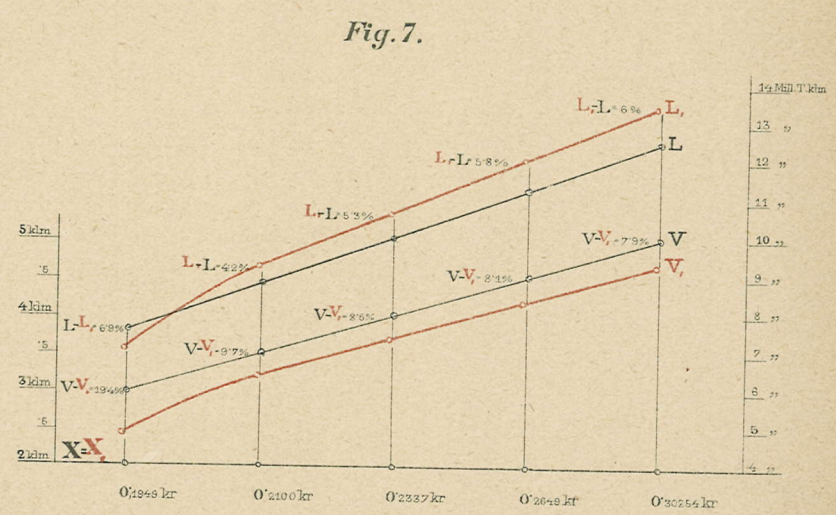


Fig. 5.

Curven
des Widerstandes pro. qm benetzte Schiffsobertfläche in Kilogramm
für $n=2$ bis 6 bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten.

Fig. 1.

(Aus dem Referate des Prof. Herrn Schlichting.)
(Berlin.)

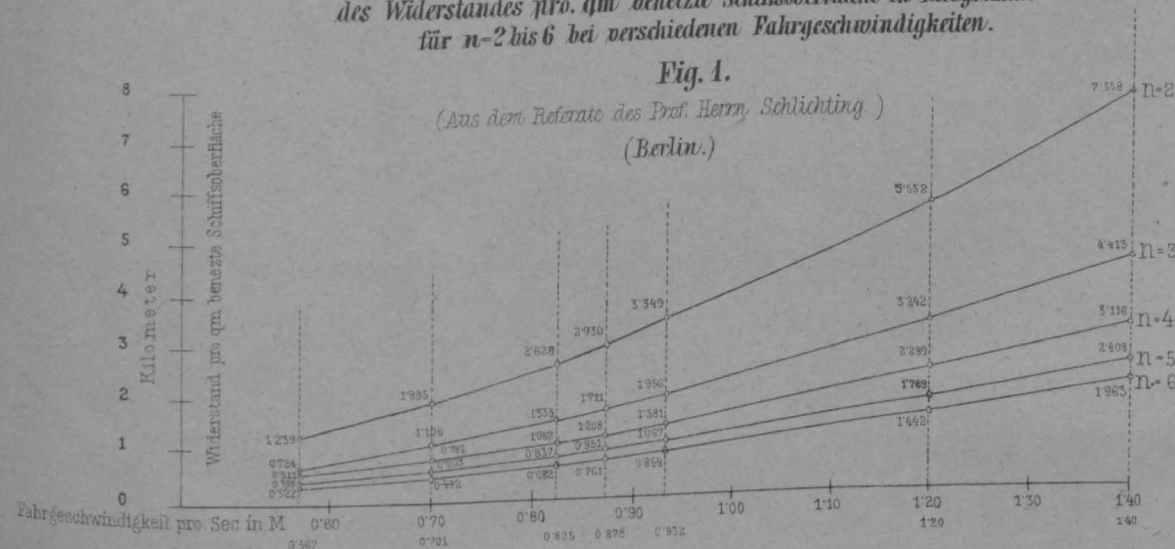


Fig.2.

Erie-Kanalprofil.
 $n = 4.28$
 $d = 271 \text{ T.}$

Verengtes Kanalprofil.
 II = 3'116
 d = 636 T.

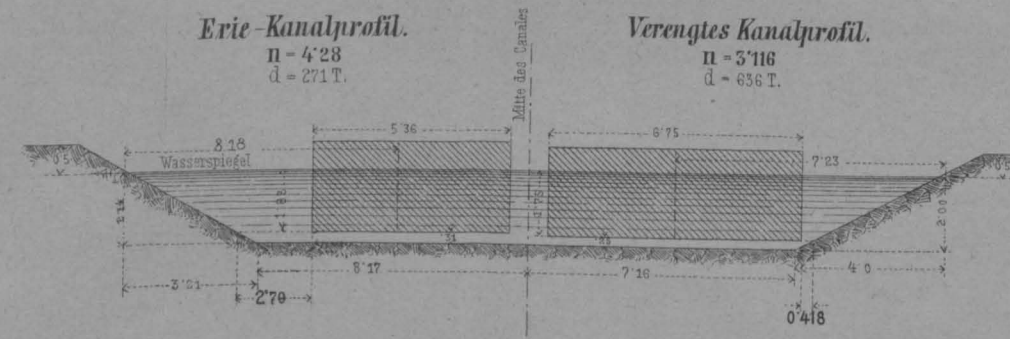
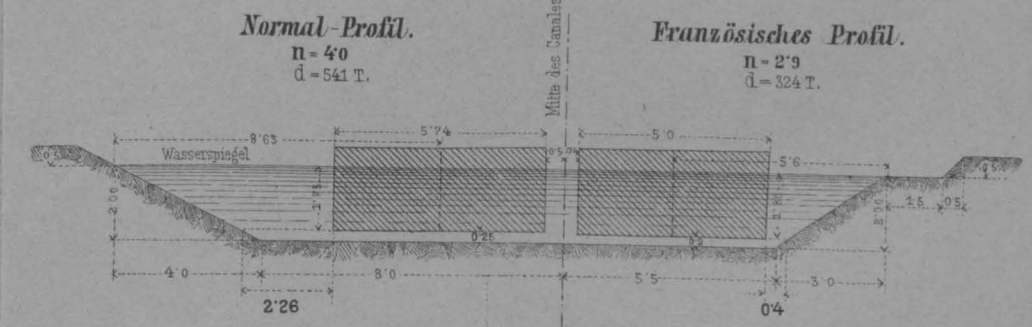
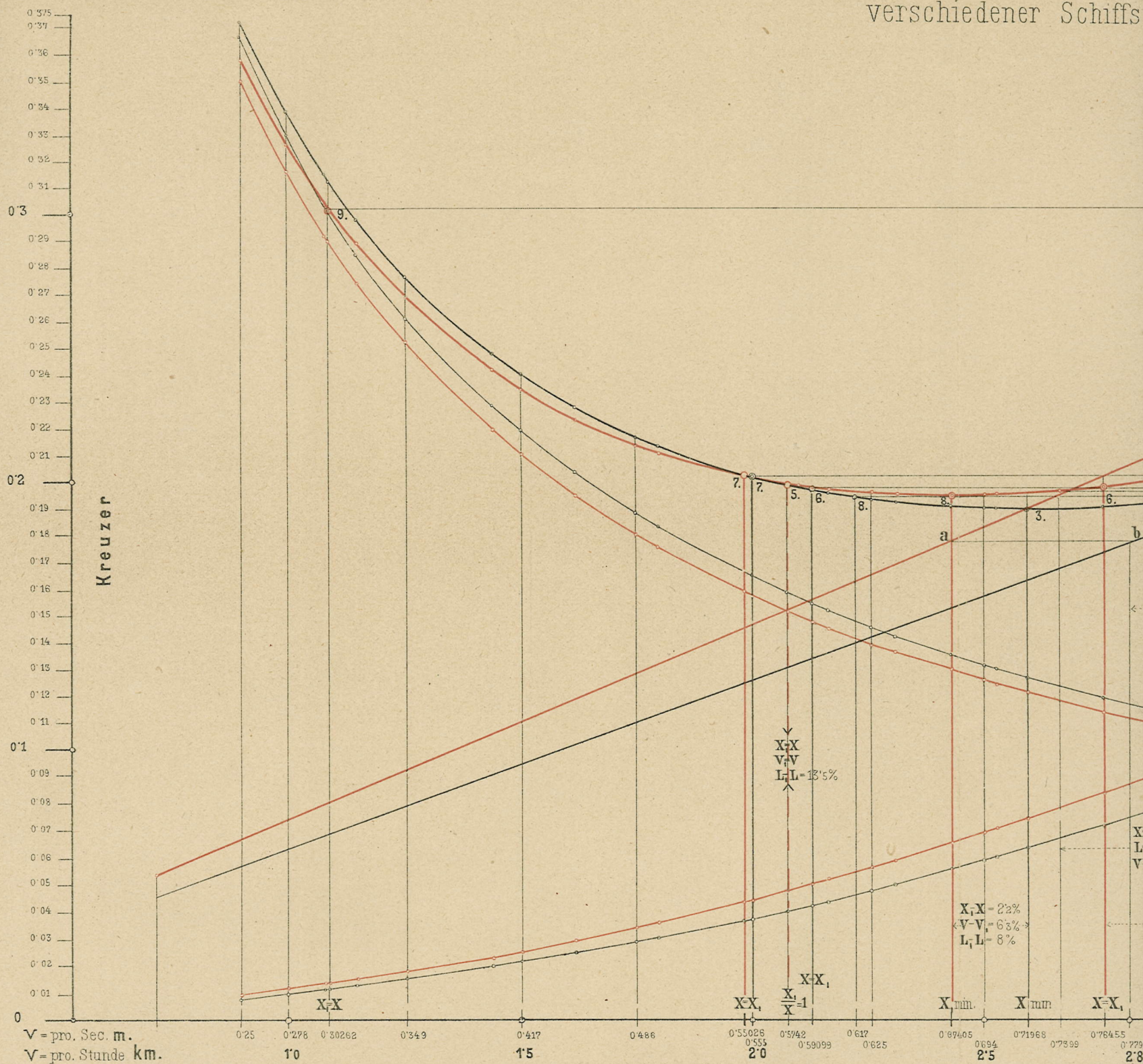


Fig. 3.

Normal-Profil.
n = 40
d = 541 T.

Französisches Profil.
n = 2'9
d = 324 T.

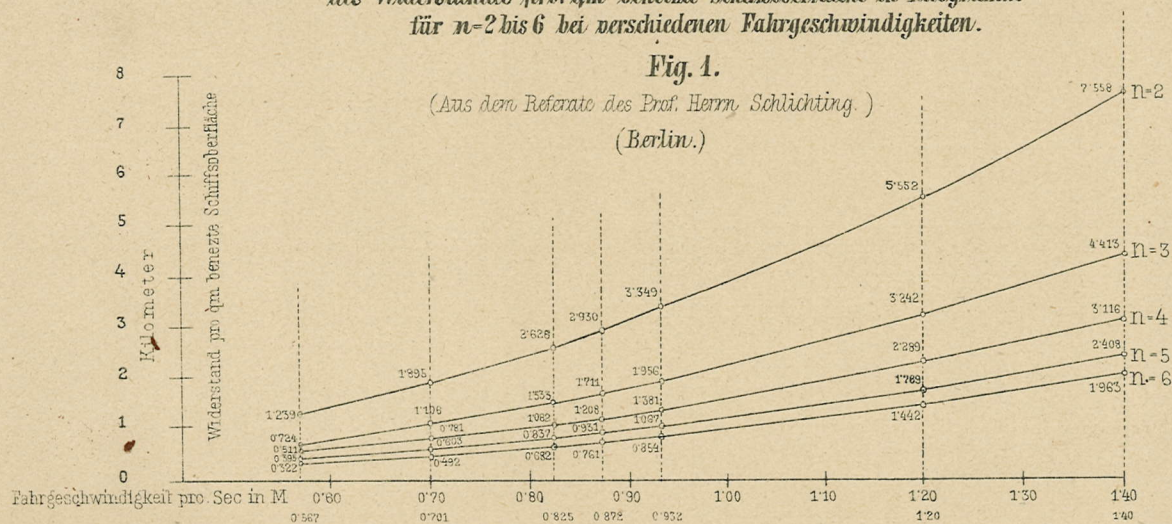




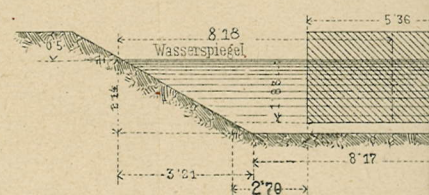
Curven

des Widerstandes pro. qm benetzte Schiffs Oberfläche in Kilogramm
für $n=2$ bis 6 bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten.

Maßstab für die Längen 5

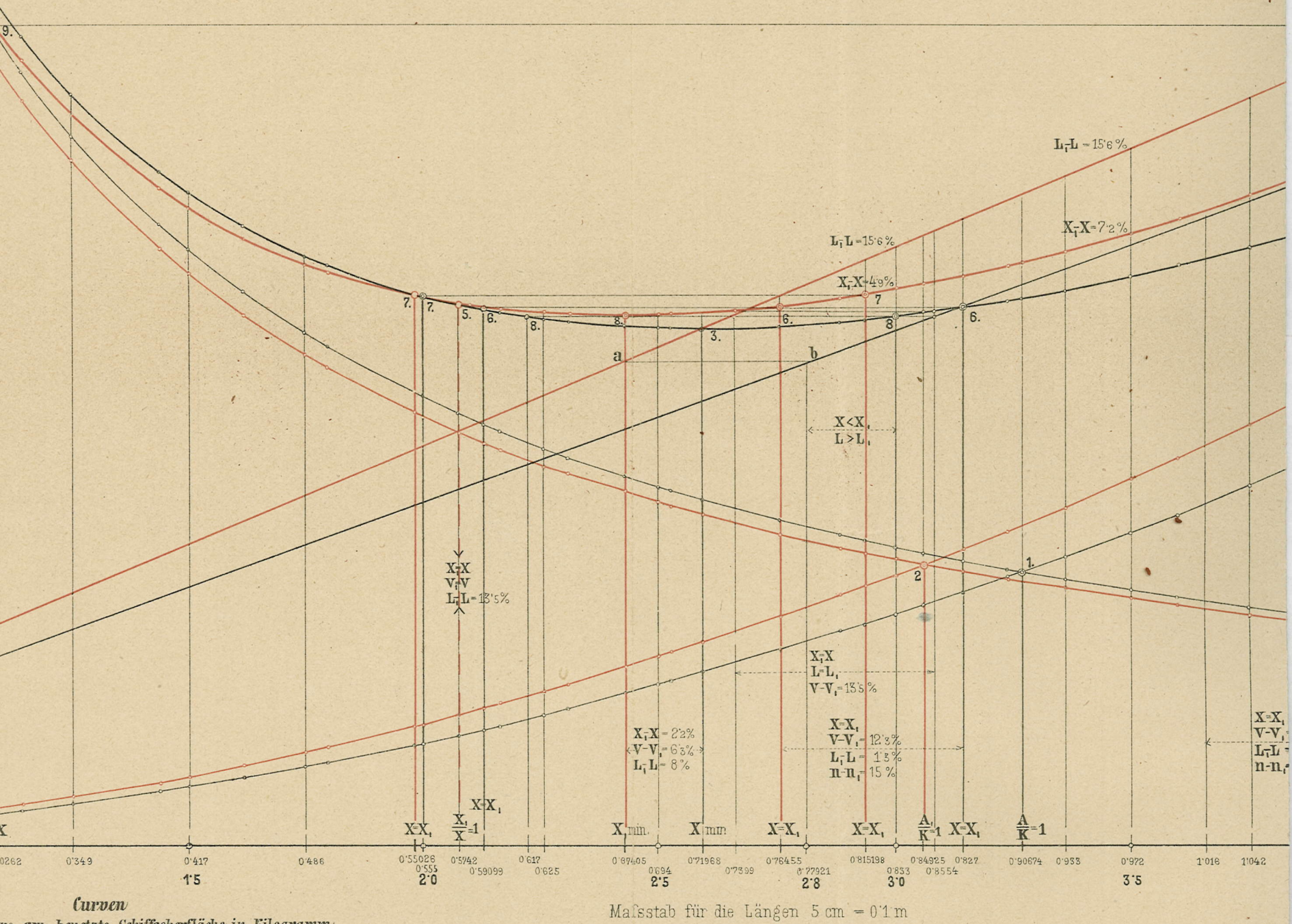


Erie-Kanalprofil.
n = 4.28
d = 271 T.



CURVEN DER ZUGSKOSTEN UND LEISTUNGEN verschiedener Schiffstypen auf demselben Kanale.

Fig. 5.



Curven
ro. qm benetzte Schiffsoberfläche in Kilogramm
S bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten.

Fig. 1.
erivate des Prof. Herrn Schlichting.)
(Berlin.)

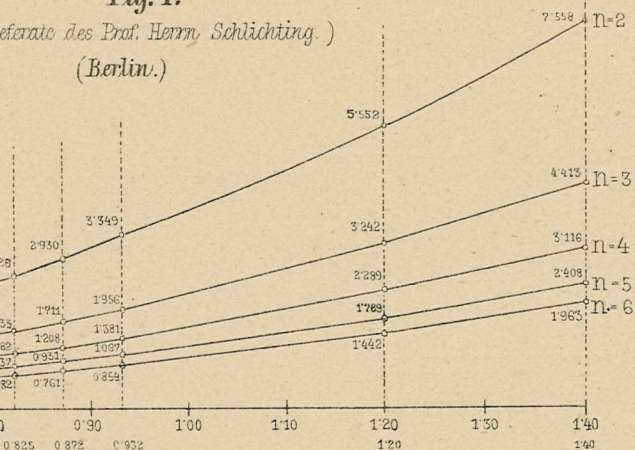
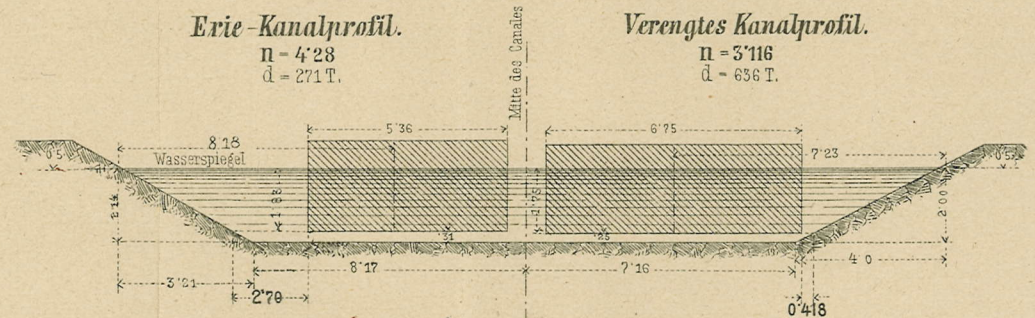


Fig. 2.



g. 5.



n = 3'116
d = 636 T.



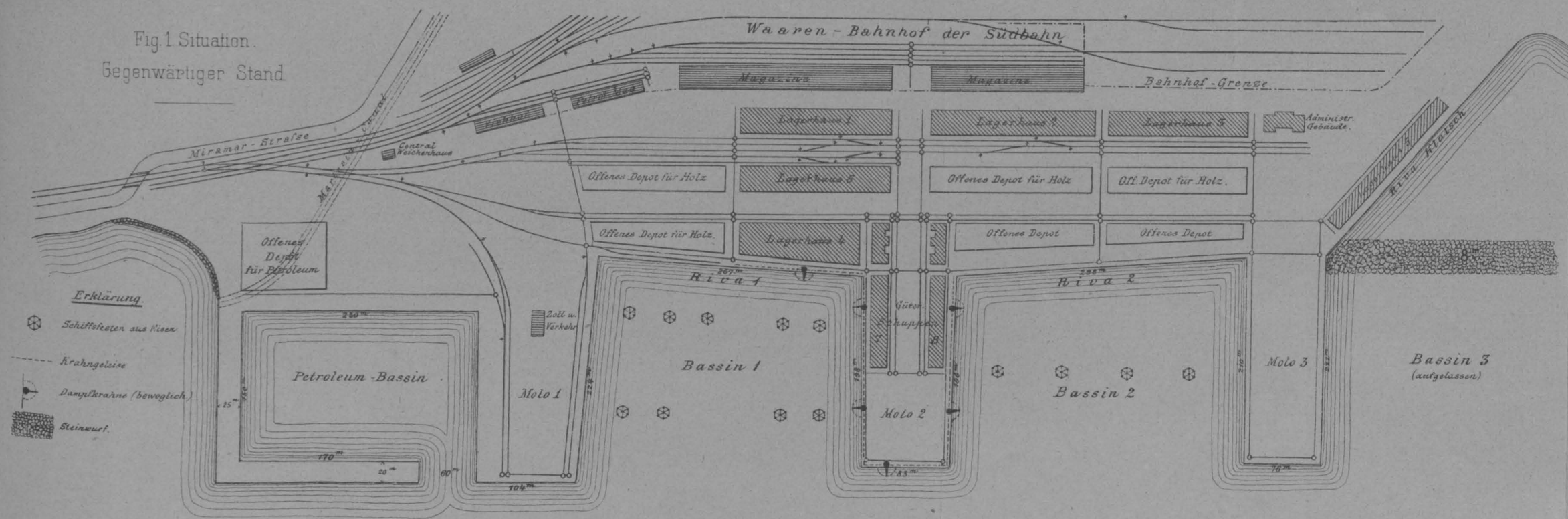


Fig.2. Schnitt durch Molo 2.

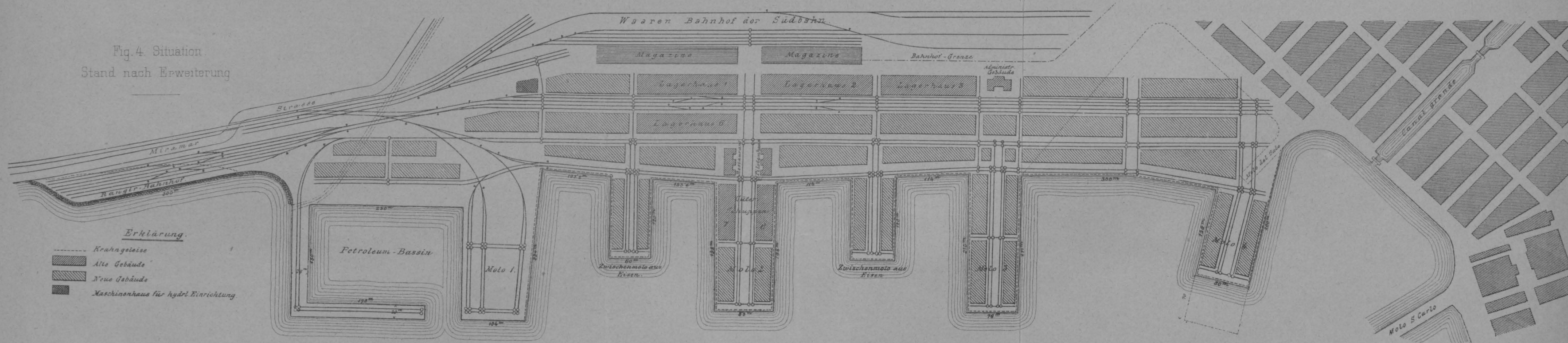
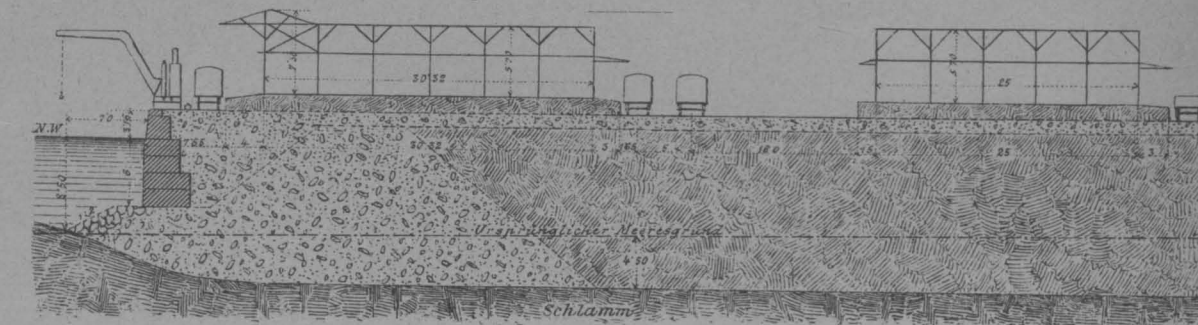
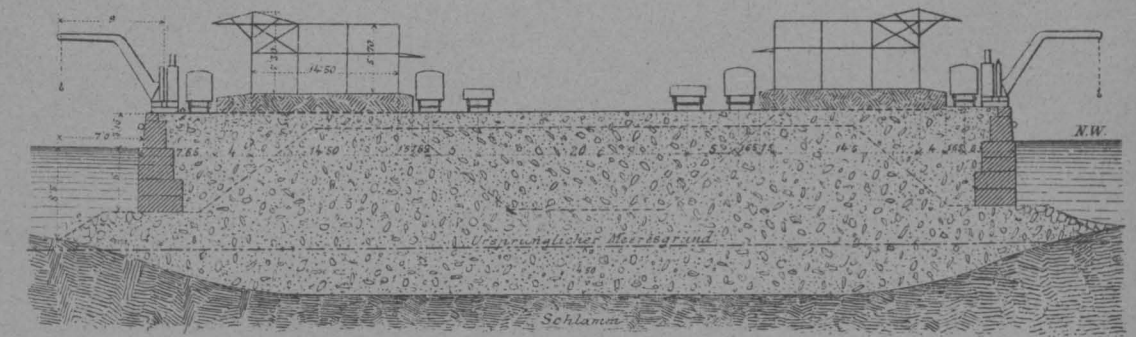


Fig.5. Schnitt durch Molo 2.

